

Estudo Numérico do Efeito da Ação Sísmica Vertical no Comportamento de Estruturas de Alvenaria de Pedra

DOMINGOS MIGUEL ALVES GUIMARÃES CARVALHO CAMPOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda
Guedes

Coorientador: Engenheiro Valter Alexandre Machado Lopes

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A toda a minha família,
À memória de meu Avô.

"Os Cientistas investigam o que já é. Os Engenheiros criam aquilo que nunca foi."

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Queria aproveitar esta oportunidade para agradecer a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização desta dissertação, bem como aqueles que sempre me acompanharam e apoiaram ao longo dos últimos anos nesta longa e dura, porém gratificante, caminhada.

Um agradecimento muito especial ao meu orientador, Prof. João Paulo Miranda Guedes, pelo empenho, disponibilidade e grande dedicação que sempre demonstrou ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Ao seu grande rigor e inesgotável conhecimento conseguiu aliar sempre um entusiasmo contagiante e uma boa disposição que contribuíram, e muito, para superar as dificuldades e contratempos encontrados ao longo deste trabalho.

Ao meu coorientador, Eng.º Valter Lopes, pela sua preciosa ajuda, disponibilidade e infindável paciência. Os seus raciocínios simples e intuitivos tornaram-no numa referência para mim enquanto Engenheiro.

A toda a equipa do NCREP pela forma sempre acolhedora com que me receberam e o à vontade que em todas as ocasiões me proporcionaram. Com uma equipa assim acredito que seja bem mais fácil vencer qualquer obstáculo.

Ao Prof. Xavier Romão por toda a ajuda prestada e informação partilhada.

Ao Eng.º Luís Macedo por toda a simpatia, boa disposição e colaboração.

Aos meus colegas de curso que me acompanharam e apoiaram ao longo desta importante caminhada. Com eles este caminho foi bem mais agradável.

A todos os meus amigos de sempre, e para sempre, pelo apoio e companheirismo constantes.

A todos os meus familiares. Todos eles tiveram um papel essencial em todas as etapas da minha vida.

Seria injusto não agradecer de forma especial à minha Avó Júlia. Um grande e sincero obrigado por tudo. Oxalá se possa sentir orgulhosa.

Ao meu irmão. O meu grande companheiro e amigo. Desejo poder contar com a presença dele em todos os momentos da minha vida.

Aos meus Pais por toda a dedicação e apoio que sempre me prestaram, não apenas no decorrer desta dissertação, mas também ao longo de toda a vida. Obrigado por me terem proporcionado tudo o que tenho.

RESUMO

O comportamento de estruturas de alvenaria de pedra é um tema que tem suscitado uma profunda investigação em torno da área da intervenção em estruturas antigas, e cuja pertinência resulta do elevado número de construções deste tipo que existem e constituem o património edificado do nosso país.

Apesar do grande avanço científico registado nas últimas décadas na área da Engenharia Civil, existe ainda uma grande incerteza acerca do comportamento das estruturas de alvenaria de pedra, e que resulta da grande variabilidade das propriedades mecânicas e físicas que as caracterizam. A análise das estruturas de alvenaria de pedra torna-se ainda mais delicada quando são sujeitas a ações dinâmicas como, por exemplo, as ações sísmicas.

Assim, este trabalho foi desenvolvido com o intuito de estudar o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria de pedra, em particular de compreender o efeito da componente vertical da ação sísmica nestas estruturas. Na representação das ações sísmicas foram considerados acelerogramas artificiais, gerados a partir dos espectros de resposta indicados no Eurocódigo 8 (EC8), e por acelerogramas retirados de sismos reais. As análises sísmicas foram efetuadas com recurso ao programa de cálculo Cast3M.

Foram então modeladas através de elementos finitos um conjunto de estruturas simples representativas de paredes constituídas por alvenaria de pedra com características idênticas às das alvenarias encontradas nas construções da cidade do Porto. Na simulação do comportamento das estruturas selecionadas foram adotados dois tipos de modelos de comportamento material: linear elástico e não-linear plástico, neste último caso através da utilização de um Modelo de Dano Contínuo [31] calibrado tendo por base resultados experimentais obtidos no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP [15].

Os resultados das várias análises efetuadas são discutidos e comparados considerando diferentes cenários sísmicos, nomeadamente a participação, ou não da componente vertical da ação sísmica na resposta, permitindo aferir a importância desta componente da ação no comportamento das estruturas de alvenaria de pedra analisadas.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria de Pedra, Propriedades Mecânicas, Modelação, Ação Sísmica.

ABSTRACT

The behavior of stone masonry structures is a topic that has generated a deep research in the area of intervention in old structures and whose relevance is due to the high number of constructions of this kind which exist and constitute the built heritage of our country.

Despite the great scientific advances recorded in recent decades in the field of civil engineering, there is still great uncertainty about the behavior of stone masonry structures, which derives from the large variability of the mechanical and physical properties that characterizes them. The analysis of stone masonry structures becomes even more sensitive when subjected to dynamic actions such as, for example, earthquakes.

Therefore, this work was developed in order to study the seismic behavior of structures of stone masonry, and particularly to understand the effect of the vertical component of the seismic action in this structures. In the representation of seismic action were considered artificial accelerograms generated from the spectra defined in Eurocode 8 (EC8) and by accelerograms taken from actual earthquakes. The seismic analyzes were performed using the software Cast3M.

Were then modeled, using finite elements, a set of simple structures representative of walls consisting of stone masonry with characteristics identical to those found in masonry buildings of the city of Porto. In the simulation of the behavior of the selected structures were adopted two types of material behavior models: linear elastic and non-linear plastic, the last being simulated through a Continuum Damage Model [31] calibrated using the experimental results obtained at the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE) of FEUP [15].

The results of the various analyzes performed are discussed and compared considering different seismic scenarios, namely the participation or not of the vertical component of the seismic action in the response, allowing to assess the importance of this component of the action in the behavior of the stone masonry structures analyzed.

KEYWORDS: Stone Masonry, Mechanical Properties, Modeling, Seismic Action.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1 INTRODUÇÃO

1

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2

2 ESTADO DA ARTE

3

2.1. ESTRUTURAS DE ALVENARIA	3
2.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	3
2.2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DA ALVENARIA AO LONGO DA HISTÓRIA	3
2.2.2. A ALVENARIA EM PORTUGAL	6
2.3. UNIDADES DE ALVENARIA	7
2.4. PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PAREDES DE ALVENARIA	8
2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ESTRUTURAS DE ALVENARIA	11
2.5.1. INTRODUÇÃO	11
2.5.2. COMPRESSÃO UNIAXIAL	11
2.5.3. TRAÇÃO UNIAXIAL	16
2.5.4. MODOS DE ROTURA DA ALVENARIA	16
2.5.5. ENSAIOS LABORATORIAIS	18

3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA PEDRA

29

3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. ANÁLISE ESTRUTURAL: ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR E ANÁLISE NÃO LINEAR	29
3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS DISPONÍVEIS PARA A ALVENARIA	30
3.3.1. INTRODUÇÃO	30
3.3.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	31
3.3.3. MICRO E MACRO MODELAÇÃO	31

3.4. MODELO DE DANO CONTÍNUO	33
3.4.1. INTRODUÇÃO	33
3.4.2. DESCRIÇÃO GENÉRICA DO MODELO DE DANO	33
3.4.3. PARÂMETROS DE DEFINIÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO EM CAST3M	37
3.5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO	42

4 ANÁLISE SÍSMICA DE UM PAINEL DE ALVENARIA DE PEDRA

4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. ANÁLISE MODAL	46
4.3. ACELEROGRAMAS	48
4.3.1. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS	48
4.3.2. ACELEROGRAMAS REAIS	50
4.4. AÇÕES SÍSMICAS	52
4.5. ANÁLISE DINÂMICA	53
4.5.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	53
4.5.2. MÉTODO DE NEWMARK	54
4.5.3. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH (ξ)	56
4.6. ANÁLISE DINÂMICA PRELIMINAR – COMPORTAMENTO LINEAR ELÁSTICO	58
4.6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	58
4.6.2. RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA	58
4.6.3. CONCLUSÕES DA ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA	63
4.7. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA – COMPORTAMENTO NÃO LINEAR	65
4.7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	65
4.7.2. RESULTADOS DO SISMO ARTIFICIAL	67
4.7.3. RESULTADOS DO SISMO REAL	79

5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE CASOS DE ESTUDO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	87
5.2. ANÁLISE MODAL	89
5.2.1. ANÁLISE MODAL DE PA2	89
5.2.2. ANÁLISE MODAL DE PAJ	91

5.2.3. ANÁLISE MODAL DE PAL.....	93
5.3. ANÁLISE DINÂMICA.....	94
5.4. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA – COMPORTAMENTO NÃO LINEAR.....	95
5.4.1. RESULTADOS DE PA2	96
5.4.2. RESULTADOS DE PAJ	107
5.4.3. RESULTADOS DE PAL	117
5.5. CONCLUSÕES GERAIS.....	126

6 CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

..... 129

6.1. CONCLUSÕES FINAIS.....	129
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	129

BIBLIOGRAFIA.....	131
--------------------------	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Pirâmides de Gizé, Egito [2].	4
Figura 2 – Templo Hefesto, Grécia [3].	4
Figura 3 – Pont du Gard, França [2].	5
Figura 4 – Catedral de Notre Dame [3].	5
Figura 5 – Construções típicas de alvenaria. (a) Construção em pedra [8]. (b) Construção em adobe [9].	6
Figura 6 – Construção pombalina [7].	7
Figura 7 – Blocos de alvenaria artificial. (a) Tijolo de abobe [10]. (b) Tijolo cerâmico. [11]	7
Figura 8 – Componentes de alvenaria irregular: pedra, argamassa e vazios [1].	8
Figura 9 – Classificação da secção das paredes quanto ao número de paramentos [15]: (a) Paramento simples. (b) Dois paramentos sem ligação. (c) Dois paramentos com ligação. (d) Três paramentos com núcleo de fraca qualidade.	9
Figura 10 – Tipos de aparelho das alvenarias de pedra [16]: (a) Regular com juntas preenchidas com argamassa. (b) Regular sem preenchimento nas juntas. (c) Irregular com juntas preenchidas com argamassa. (d) Irregular sem preenchimento nas juntas.	9
Figura 11 – Classificação das paredes de alvenaria quanto ao assentamento [15]: (a) Horizontal. (b) Horizontal/vertical. (c) Aleatório. (d) Escalonado com fiadas de regularização. (e) Em espinha de peixe. (f) Com calços ou cunhas.	10
Figura 12 – Diferentes formas de assentamentos de tijolos [3]: (a) Tijolos ao alto. (b) Tijolos à meia vez. (c) Tijolos a uma vez. (d) Tijolos a uma vez e meia.	11
Figura 13 – Compressão uniaxial da alvenaria [18]: (a) Provete de alvenaria comprimido. (b) Estado de tensão no bloco e argamassa da junta. (c) Modo de rotura da alvenaria.	12
Figura 14 – Curva de comportamento da alvenaria à compressão [16].	13
Figura 15 – Curva de comportamento da alvenaria à compressão: (a) curva típica à compressão. (b) Diagrama idealizado (parábola-retângulo). (c) Diagrama idealizado (parábola-retângulo) para valores de cálculo [19].	14
Figura 16 – Curva de comportamento cíclico [18].	15
Figura 17 – Estruturas com a mesma ductilidade e diferentes capacidades para dissipar energia [6].	15
Figura 18 – Traçado típico de uma curva de comportamento da alvenaria em tração [18].	16
Figura 19 – Modos de rotura em painéis de alvenaria [20]. (a) Compressão uniaxial em tração. (b) Compressão biaxial tração/ compressão. (c) Carregamento uniaxial em compressão. (d) Compressão biaxial.	17
Figura 20 – Formas de rotura das paredes de alvenaria submetidas a ações no plano [15]: (a) Rotura por deslizamento. (b) Rotura por flexão. (c) Rotura por corte.	18
Figura 21 – Modos de rotura da alvenaria para fora do plano [16].	18
Figura 22 – Secção transversal dos painéis ensaiados [17]: (a) PP1. (b) PP2. (c) PP3.	19

Figura 23 – Setup do ensaio [17].	19
Figura 24 – (a) Diagrama tensão/extensão para os painéis PP1 e PP2. (b) Padrão de fissuração de PP1 [17].	20
Figura 25 – Diagrama tensão/extensão no ensaio do painel PP3 [17].	20
Figura 26 – Paredes ensaiadas [15]: (a) PA1. (b) PA2.	21
Figura 27 – Força horizontal vs Deslocamento no topo da parede – PA1 e PA2 [15].	21
Figura 28 – Dimensões médias dos muretes e exemplo real [16].	22
Figura 29 – Resultados do ensaio [22]: (a) Curvas tensão/extensão. (b) Resistências à compressão e módulos de elasticidade.	23
Figura 30 – Padrão de fissuração da parede [23].	23
Figura 31 – Dimensões e resultados dos provetes à compressão [24].	23
Figura 32 – Curvas de comportamento força/deslocamento dos provetes [24].	24
Figura 33 – Dimensões e resultados dos provetes ao corte [24].	24
Figura 34 – Modelo representativo dos provetes ensaiados por Pinho [25].	24
Figura 35 – Resultados do ensaio à compressão dos muretes [25].	25
Figura 36 – Diagramas conjuntos força/deslocamento e tensão/deformação dos muretes ensaiados [25].	25
Figura 37 – Modelos das paredes ensaiadas: (a) Superfície interior regular. (b) Superfície interior irregular [27].	26
Figura 38 – Resultados obtidos após os ensaios à compressão [27].	26
Figura 39 – Diagrama tensão/deformação para o ensaio de compressão [27].	26
Figura 40 – Resultados obtidos após o ensaio ao corte [27].	27
Figura 41 – Diagramas força/deslocamento obtidos do ensaio ao corte [27]: (a) Superfície interior regular. (b) Superfície interior irregular.	27
Figura 42 – Curvas de comportamento tipo da alvenaria tracionada uniaxialmente na direção horizontal [18].	27
Figura 43 – Diagrama qualitativo do comportamento elástico – linear [12].	30
Figura 44 – Comportamento elástico – plástico com endurecimento [12].	30
Figura 45 – Micro modelos detalhados [30].	31
Figura 46 – Micro modelos simplificados [30].	32
Figura 47 – Modelos contínuos homogêneos [30].	32
Figura 48 – Macro modelos [30].	32
Figura 49 – Distinção entre tensão de Cauchy (σ) e tensão efetiva ($\bar{\sigma}$) para um caso 1D [31].	33
Figura 50 – Alternativas para a definição do comportamento pós-pico em tração [30]: (a) lei linear. (b) lei linear com fator de redução. (c) lei exponencial.	35

Figura 51 – Representação do comportamento histerético [32].	35
Figura 52 – Representação ilustrativa do conceito de fenda distribuída [32].	36
Figura 53 – Energia de fratura em modelos de fenda concentrada e fenda distribuída [32].	36
Figura 54 – Pontos de ajuste da curva de compressão [18].	40
Figura 55 – Influência da variação de FC01 na definição curva de compressão [18].	40
Figura 56 – Influência dos pontos A e B na definição da curva de compressão [18].	41
Figura 57 – Influência da variação do ponto P na definição da rigidez das descargas e recargas [18].	41
Figura 58 – Curva de comportamento à tração adotada para o material alvenaria de pedra.	43
Figura 59 – Curva de comportamento à compressão adotada para o material alvenaria de pedra.	43
Figura 60 – Modelo de elementos finitos da parede PA1.	45
Figura 61 – Deformadas modais obtidas para a parede PA1.	47
Figura 62 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (ação sísmica Tipo 2).	48
Figura 63 – Acelerogramas SAX, SAY e SAZ correspondentes ao sismo artificial.	49
Figura 64 – Espectros de resposta dos acelerogramas SAX, SAY e SAZ, confrontados com o respetivo espectro regulamentar (EC8).	50
Figura 65 – Acelerogramas SRX e SRY correspondentes ao sismo real.	51
Figura 66 – Acelerograma SRZ correspondente ao sismo real.	51
Figura 67 – Espectros de resposta do acelerogramas SRX e SRY.	52
Figura 68 – Espectro de resposta do acelerograma SRZ.	52
Figura 69 – Evolução do coeficiente de amortecimento em função da frequência angular para o modelo de amortecimento de Rayleigh.	56
Figura 70 – Curva de amortecimento da parede PA1 dada pela formulação de Rayleigh.	57
Figura 71 – Ponto analisado no topo da parede PA1.	58
Figura 72 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	59
Figura 73 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	59
Figura 74 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	60
Figura 75 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	60
Figura 76 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica SAX.	61
Figura 77 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica SAZ.	61
Figura 78 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica SAX + SAZ.	62

Figura 79 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica 2.5xSAZ.	62
Figura 80 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica SAX + 2.5xSAZ.....	63
Figura 81 – Deslocamentos verticais máximos do ponto no topo em estudo para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	64
Figura 82 – Deslocamentos verticais máximos do ponto no topo em estudo para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	64
Figura 83 – FFT da história de deslocamentos do ponto no topo da PA1 na direção z para a ação sísmica SAX+SAZ.	65
Figura 84 – Comparação dos gráficos Força/Deslocamento da PA1 quando submetida a ação sísmica SAX.....	66
Figura 85 – Elemento analisado na base da parede PA1.....	67
Figura 86 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	67
Figura 87 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	68
Figura 88 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	68
Figura 89 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	69
Figura 90 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	69
Figura 91 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	70
Figura 92 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	70
Figura 93 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	71
Figura 94 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	71
Figura 95 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	72
Figura 96 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	72
Figura 97 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	73
Figura 98 - Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAX.....	73
Figura 99 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.	74

Figura 100 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAX+SAZ.	74
Figura 101 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.	75
Figura 102 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAX+2.5xSAZ.	75
Figura 103 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAY.	76
Figura 104 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.	76
Figura 105 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAY+2.5xSAZ.	77
Figura 106 – FFT's da história de deslocamentos do ponto no topo da PA1 na direção z devido a ação sísmica SAX+2.5xSAZ para a análise linear e análise não linear.	78
Figura 107 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.	80
Figura 108 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.	80
Figura 109 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.	81
Figura 110 – História dos deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRY, SRZ e SRY+SRZ.	81
Figura 111 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.	82
Figura 112 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SRY, SRZ e SRY+SRZ.	82
Figura 113 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRX.	83
Figura 114 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRZ.	83
Figura 115 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRX+SRZ.	84
Figura 116 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRY.	84
Figura 117 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRY+SRZ.	85
Figura 118 – Paredes analisadas para o corrente capítulo. (a) PA2. (b) PAJ. (c) PAL.	88
Figura 119 – Parede PAL com apoios simples de simetria na direção x.	88
Figura 120 – Deformadas modais obtidas para a parede PA2.	90

Figura 121 – Deformadas modais obtidas para a parede PAJ.	92
Figura 122 – Deformadas modais obtidas para a parede PAL.	94
Figura 123 – Pontos e elementos das paredes PA2, PAJ e PAL analisados.	96
Figura 124 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	96
Figura 125 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	97
Figura 126 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	97
Figura 127 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	98
Figura 128 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	98
Figura 129 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	99
Figura 130 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	99
Figura 131 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	100
Figura 132 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	100
Figura 133 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	101
Figura 134 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	101
Figura 135 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	102
Figura 136 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX.	102
Figura 137 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.	103
Figura 138 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+SAZ.	103
Figura 139 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.	104
Figura 140 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+2.5xSAZ.	104
Figura 141 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY.	105

Figura 142 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.	105
Figura 143 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.	106
Figura 144 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	107
Figura 145 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	107
Figura 146 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	108
Figura 147 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	108
Figura 148 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	109
Figura 149 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.	109
Figura 150 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	110
Figura 151 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	110
Figura 152 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	111
Figura 153 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.	111
Figura 154 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	112
Figura 155 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	112
Figura 156 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX.	113
Figura 157 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.	113
Figura 158 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+SAZ.	114
Figura 159 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.	114
Figura 160 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+2.5xSAZ.	115

Figura 161 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY.	115
Figura 162 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.	116
Figura 163 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+2.5xSAZ.	116
Figura 164 – História de deslocamentos na direção y do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	117
Figura 165 – História de deslocamentos na direção y do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	118
Figura 166 – História de deslocamentos na direção z do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	118
Figura 167 – História de deslocamentos na direção z do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	119
Figura 168 – História de tensões na direção z do elemento A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	119
Figura 169 – História de tensões na direção z do elemento A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	120
Figura 170 – História de deslocamentos na direção y do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	120
Figura 171 – História de deslocamentos na direção y do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	121
Figura 172 – História de deslocamentos na direção z do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	121
Figura 173 – História de deslocamentos na direção z do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	122
Figura 174 – História de tensões na direção z do elemento B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.	122
Figura 175 – História de tensões na direção z do elemento B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.	123
Figura 176 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY.	123
Figura 177 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.	124
Figura 178 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.	124
Figura 179 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.	125

Figura 180 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+2.5SAZ.	125
Figura 181 – FFT's da história de deslocamentos do ponto no topo da PA2 na direção z devido a ações sísmicas SAX+SAZ e SAX+2.5SAZ.	126
Figura 182 – FFT's da história de deslocamentos do ponto no topo da PAJ na direção z devido a ações sísmicas SAX+SAZ e SAX+2.5SAZ.	127
Figura 183 – FFT's da história de deslocamentos do ponto A da PAL na direção z devido a ações sísmicas SAY+SAZ e SAY+2.5SAZ.	127
Figura 184 – FFT's da história de deslocamentos do ponto B da PAL na direção z devido a ações sísmicas SAY+SAZ e SAY+2.5SAZ.	128

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros para definição do Modelo de Dano Contínuo em Cast3M.	38
Tabela 2 – Valores adotados para a definição do modelo de dano contínuo em Cast3M.	42
Tabela 3 – Valores adotados para a definição da massa adicional no topo da parede.	46
Tabela 4 – Frequências e participações modais da parede PA1.	47
Tabela 5 – Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.....	57
Tabela 6 – Frequências e participações modais da parede PA2.	89
Tabela 7 – Frequências e participações modais da parede PAJ.....	91
Tabela 8 – Frequências e participações modais da parede PAL.	93

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os sismos são fenómenos naturais, imprevisíveis no espaço e no tempo, que têm consequências catastróficas, tanto em termos sociais, como em termos económicos e patrimoniais, nas regiões onde ocorrem.

Apesar de vários esforços despendidos nos últimos anos no sentido de melhor clarificar as ações sísmicas, nomeadamente com a definição de critérios que permitam associar a uma potencial zona vulnerável uma dada intensidade, trata-se de uma questão complexa onde nem sempre a obtenção de respostas claras constitui uma realidade. Deste modo é essencial compreender o funcionamento das estruturas quando submetidas a ações deste tipo, para assim prevenir e diminuir o efeito devastador destes fenómenos.

Relativamente às estruturas de alvenaria de pedra, o seu comportamento estrutural é bastante complexo, principalmente quando submetidas a ações sísmicas, devido ao facto de apresentarem uma variada constituição interna e uma grande heterogeneidade, quer em termos geométricos, quer em termos materiais e das propriedades mecânicas.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A Engenharia Sísmica é uma área da Engenharia Civil que tem evoluído de forma relevante nos últimos anos, tendo-se verificado em situações pós-sismos, em particular para a ocorrência de sismos do tipo próximo, que a componente vertical, ao atuar em simultâneo com as componentes direcionais horizontais, parece ter uma influência importante na resposta das estruturas.

Deste modo, a presente dissertação tem como objetivo primordial estudar o efeito da ação sísmica vertical, isolada e quando combinada com as componentes horizontais, em estruturas de alvenaria de pedra, tendo-se para isso analisado várias estruturas.

Para se atingir este objetivo efetuou-se uma modelação tridimensional de diferentes estruturas no programa de cálculo Cast3M que permite realizar análises dinâmicas pelo método dos elementos finitos.

Os sismos para os quais as estruturas foram analisadas são caracterizados por acelerogramas artificiais, gerados a partir dos espectros de resposta indicados no Eurocódigo 8 (EC8) e por acelerogramas obtidos de sismos reais. Nestas análises foram considerados dois modelos de comportamento para o material: linear elástico e não linear plástico. Para simular este segundo comportamento foi utilizado um Modelo de Dano Contínuo desenvolvido por Rui Faria [31].

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação apresenta seis capítulos, sendo o conteúdo de cada um descrito, de forma sucinta, nos seguintes parágrafos.

No capítulo 2 é feito um enquadramento da construção em alvenaria ao longo da história mundial, dando-se, naturalmente, especial atenção ao caso português. Posteriormente, aborda-se as propriedades mecânicas e físicas da alvenaria, apresentando-se, também, os seus diferentes modos de rotura. Por fim, é feita uma breve exposição de várias experiências laboratoriais realizadas com estruturas de alvenaria de pedra que permitiram aprofundar o conhecimento deste material de construção.

No capítulo 3 começa-se por efetuar a distinção entre análise elástica linear e análise não linear, apresentando-se depois diversas estratégias e modelos utilizados atualmente no estudo e simulação do comportamento estrutural da alvenaria de pedra. Neste capítulo é despendida especial atenção ao Modelo de Dano Contínuo, uma vez ter sido este o modelo utilizado na reprodução do comportamento não linear da alvenaria de pedra.

No capítulo 4, por sua vez, é analisado o comportamento estrutural de uma parede de alvenaria de pedra quando submetida a sismos caracterizados por acelerogramas artificiais, gerados de acordo com os espectros do EC8, e por acelerogramas obtidos de sismos reais.

Já no capítulo 5 são analisados diversos casos de estudo com o intuito não só de averiguar os resultados obtidos no capítulo 4 mas também de analisar a influência da geometria da parede na resposta estrutural quando submetida a ações sísmicas.

Por fim, no capítulo 6 são resumidas principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido, bem como algumas propostas de trabalhos futuros como seguimento do trabalho que aqui se apresenta.

2 ESTADO DA ARTE

2.1. ESTRUTURAS DE ALVENARIA

Designa-se por “alvenaria” a associação de vários elementos sobrepostos, tais como tijolos, blocos, pedra, etc., com dimensões e formas variáveis com, ou sem a utilização de um material ligante, por vezes de fraca qualidade, dando origem a um material que possui propriedades mecânicas capaz de constituir-se com um elemento estrutural [1].

Do ponto de vista material, a alvenaria pode considerar-se um compósito heterogéneo, intrinsecamente descontínuo, apresentando um bom comportamento à compressão, fraca resistência à tração e que conta, fundamentalmente, com a atuação estabilizadora da ação da gravidade. Apesar de se tratar de simplificações grosseiras, homogeneidade e isotropia são hipóteses vulgarmente assumidas na análise de estruturas de alvenaria [1].

Antigamente, a construção de estruturas de alvenaria tinha por base processos empíricos e intuitivos, que resultavam, usualmente, em construções sobredimensionadas. As unidades de alvenaria eram colocadas de forma mais ou menos imbricada, de modo a que sob ação da gravidade resultasse, quer longitudinalmente, quer transversalmente, uma interação de equilíbrio entre os diferentes elementos através de tensões de compressão e de atrito. Atualmente, e no contexto económico em que nos inserimos, existe a preocupação e a necessidade de construir mais barato e, em particular com o surgimento de construções com maior desenvolvimento em altura, para que este tipo de estrutura se torne economicamente competitivo face aos novos materiais de construção, houve necessidade de desenvolver métodos mais refinados e precisos de cálculo. Para isso têm sido feitos esforços para tentar melhorar a situação, sendo que existe atualmente o Eurocódigo 6 (EC6) – Projeto de estruturas de alvenaria [2].

Contudo, o conhecimento da alvenaria deve ser aprofundado, não só com o intuito de a aplicar em novas conceções, mas também de permitir uma mais correta e consistente reparação dos edifícios antigos concebidos com este material de construção e que constituem grande parte do património construído que nos cabe preservar.

2.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

2.2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DA ALVENARIA AO LONGO DA HISTÓRIA

A alvenaria, juntamente com a madeira, é o mais antigo material de construção ainda em uso.

Inúmeras escavações arqueológicas revelam-nos que o primeiro exemplar da construção em alvenaria foi realizado em Lake Hullen, Israel e data de 9000-8000 a.C.. Esta era uma estrutura circular simples construída em junta seca [3].

No que respeita à utilização de alvenarias, civilizações como a Egípcia tornaram-se uma referência histórica, deixando-nos por herança grandes construções que subsistiram ao longo dos tempos, como são exemplo as grandiosas Pirâmides de Gizé (Figura 1). Estas foram concebidas com blocos de pedra de grandes dimensões [3], [4].



Figura 1 – Pirâmides de Gizé, Egípto [2].

Durante o período Clássico, os templos da Grécia Antiga (600-400 a.C.) eram em geral realizados com blocos de pedra talhados com muito rigor, justapostos e sobrepostos sem argamassa. Nas coberturas eram usadas telhas de barro sobre estruturas de madeira. As colunas com os seus capitéis tornaram-se uma referência do período Grego, sendo que devido à fraca resistência à tração do material, o espaço reduzido entre colunas constituía uma necessidade estrutural (Figura 2) [3], [4].

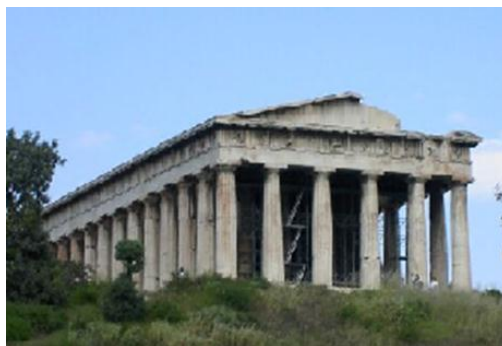


Figura 2 – Templo Hefesto, Grécia [3].

Os Romanos no seu poderoso império deram um importante passo na construção de edifícios e, ao contrário dos Gregos que se ocupavam essencialmente com a construção de templos e anfiteatros, construíram estradas, pontes, aquedutos e portos. Ao contrário do período Grego durante o qual os edifícios não evoluíram muito no que respeita à utilização da alvenaria de tijolo, no império Romano registou-se uma generalização da produção de tijolos. O tijolo foi o material mais utilizado em Roma e foi nesta época que houve uma melhoria da sua qualidade (Figura 3) [3], [4].



Figura 3 – Pont du Gard, França [2].

Com a queda do império Romano e a entrada na idade média, e como resultado do grande poder depositado na Igreja, as grandes construções realizadas por toda a Europa eram essencialmente igrejas, catedrais e mosteiros.

Devido à grande rivalidade entre comunidades, numa tentativa que a sua igreja fosse a mais gloriosa e imponente, foram construídas igrejas monumentais. Nestas construções foi utilizada, essencialmente, a pedra, ou o tijolo forrado com pedra, por ser considerado um material nobre (Figura 4) [2].



Figura 4 – Catedral de Notre Dame [3].

Contudo, a escassez de pedra no norte da Europa, ainda durante a era medieval, levou a que as construções nessas regiões fossem dominadas pelo tijolo. Assim, a produção de tijolo aumentou, e no início do século XIX quando se pretendia construir um edifício começava-se por produzir a quantidade de tijolos necessários. Mais tarde, na Revolução industrial, devido à necessidade em grande escala de tijolo, registou-se um desenvolvimento na mecanização da produção dos materiais de construção, o que tornou as matérias-primas e os produtos finais mais disponíveis [5].

A Revolução Industrial representa também um marco importante na história da indústria da construção. O aparecimento de novos materiais de construção, tais como o aço e o betão armado, provocou uma revolução nas técnicas de construção. O facto de as alvenarias resistirem apenas a esforços de compressão, ao contrário dos novos materiais usados que apresentavam também um bom comportamento à tração e permitiam a criação de novas formas, fez com que as alvenarias resistentes fossem preteridas em favor destes materiais [5].

Assim, durante o século XX, com a evolução dos materiais de construção e o surgimento do Movimento Modernista (designação atribuída aos movimentos vanguardistas na Europa Ocidental), a tradicional alvenaria estrutural foi rejeitada e deu lugar à alvenaria não estrutural [5].

Todavia, em vários países desenvolvidos, tais como os E.U.A., Canadá, Inglaterra, Alemanha e Países Baixos, devido às melhorias significativas introduzidas nos processos e técnicas de construção, a alvenaria estrutural têm-se afirmado como um material de construção competitivo.

2.2.2. A ALVENARIA EM PORTUGAL

A existência de estruturas de alvenaria em Portugal, bem como a sua evolução, não é muito diferente da registada em toda a Europa. Ao longo do território é possível encontrar diferentes tipos de estruturas em alvenaria tais como torres, igrejas, muros, pontes, castelos, etc.

Sendo Portugal uma nação com quase um milénio de história, as suas cidades e vilas resultam da acumulação histórica de edifícios que foram construídos ao longo do tempo. Estes edifícios foram concebidos, essencialmente, com os materiais mais abundantes da região e (ou) com origens mais ou menos próximas. Portanto, é comum encontrar construções em alvenaria de pedra emparelhada, em granito ou xisto, por vezes de junta seca, na região Norte (Figura 5 (a)), e na zona Sul em alvenaria de pedra calcária. Em muitos casos, e em particular na zona Sul do país, encontram-se muitas construções de taipa e adobe, recorrendo à terra como material económico e mais facilmente disponível (Figura 5 (b)), respondendo nalguns casos à escassez de materiais ditos mais nobres. Na zona centro, encontra-se um misto destas soluções sendo mais comum encontrar paredes de terra na zona litoral e paredes de alvenaria ordinária executada por blocos de pedra irregular e por tijolos, ou pedaços de tijolos ligados entre si por uma argamassa de cal e areia, no interior do País [6], [7].



(a)



(b)

Figura 5 – Construções típicas de alvenaria. (a) Construção em pedra [8]. (b) Construção em adobe [9].

Na era dos descobrimentos, a alvenaria de pedra com elementos em cantaria foi utilizada para a conceção de gloriosos castelos, palácios e mosteiros, sendo usada, também, na construção de habitações familiares. A madeira era utilizada nos pavimentos e coberturas, assim como na execução de paredes constituídas por tábuas, prumos, travessanhos, diagonais, criando estruturas que eram posteriormente colmatadas com terra, tijolos, pedras, ou pedaços destes elementos ligados, ou não, através de uma argamassa pobre de cal e areia [7].

Decorrido o sismo de 1755, as estruturas de alvenaria da época pombalina constituíram uma referência para a construção nacional e internacional. Os chamados edifícios pombalinos tiveram uma expressão particularmente intensa na reconstrução de Lisboa, tendo como foco um melhor comportamento a ações sísmicas. Neste tipo de construção o edifício era constituído por uma estrutura mista de alvenaria de pedra e de madeira (Figura 6) [7].

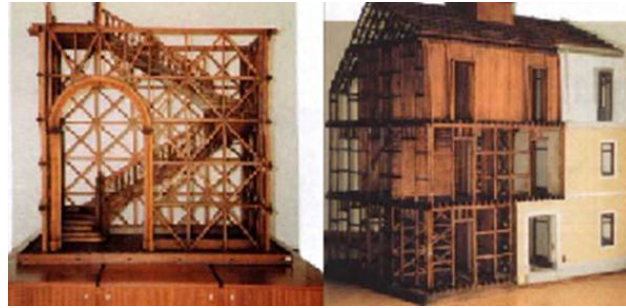


Figura 6 – Construção pombalina [7].

Após 1900, com o advento do betão armado e do cimento Portland, acompanhado do desenvolvimento das indústrias siderúrgicas e cerâmica, registou-se um declínio das construções tipo gaiola, surgindo numa primeira fase os edifícios mistos constituídos por alvenaria e betão [7].

Com o aparecimento de regulamentos para estruturas de betão armado e para estruturas de aço, verificou-se uma inflexão na construção de estruturas em alvenaria e um crescente domínio das estruturas reticuladas de betão armado.

2.3. UNIDADES DE ALVENARIA

As unidades que associadas permitem formar um elemento estrutural de alvenaria podem resultar do corte direto de pedras, ou ser produzidas pelo homem.

Denomina-se correntemente por blocos as unidades produzidas pelo homem e que visam substituir as pedras. Os blocos são elaborados a partir de uma pasta de material argiloso, mais ou menos homogênea, e apresentam tipicamente a forma de paralelepípedos. Depois de cozidos por exposição ao sol (tijolos de adobe - Figura 7 (a)) ou em fornos de lenha (tijolos cerâmicos - Figura 7 (b)), apresentam características mais regulares que a pedra natural o que se traduz numa maior regularidade e homogeneidade das estruturas de alvenaria [1]. Estas possuem características resistentes à compressão, com fraca resistência à tração, e podem apresentar, também, propriedades que as pedras naturais não detêm tais como isolamento térmico, dureza, leveza e outros [4]. O material argiloso pode ser substituído por material cimentício que depois de curado forma os vulgares blocos de cimento. Alternativamente, existe a taipa que, ao contrário das alvenarias anteriores, não é constituída por unidades, mas pela compactação de material argiloso entre cofragens constituindo paredes sem a necessidade de sobrepor elementos isolados.



(a)



(b)

Figura 7 – Blocos de alvenaria artificial. (a) Tijolo de adobe [10]. (b) Tijolo cerâmico. [11]

Referindo em particular as alvenarias de pedra, estas apresentam uma variada constituição interna dependendo da época, dos costumes, bem como do local de construção das mesmas. São caracterizadas, geralmente, por uma grande irregularidade geométrica e falta de homogeneidade material devido à diversidade de características dos materiais utilizados e do modo como as diferentes unidades se interligam, ou apoiam, com ou sem argamassa. Estas alvenarias apresentam cavidades e vazios interiores, em maior ou menor percentagem, tornando o seu comportamento particularmente complexo (Figura 8) [1].



Figura 8 – Componentes de alvenaria irregular: pedra, argamassa e vazios [1].

2.4. PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria constituem um dos elementos estruturais mais importantes e comuns em construções antigas, nomeadamente em edifícios, podendo ser classificadas de acordo com a sua função. Em edifícios podemos distingui-las, de forma sumária, entre paredes resistentes e paredes divisórias.

As primeiras têm um papel preponderante na estabilidade do edifício, uma vez que são responsáveis pela transferência de cargas para as fundações. Por seu turno, as paredes divisórias podem desempenhar um papel importante no travamento estrutural e na ligação entre os diferentes elementos estruturais: paredes, pavimentos e cobertura. A interligação entre os vários elementos construtivos é essencial, contribuindo, por exemplo, para a capacidade resistente global do edifício às ações sísmicas [12].

Para além da sua função estrutural, as paredes de alvenaria também podem ser classificadas de acordo com a natureza e emparelhamento dos materiais que as constituem, bem como pela forma, dimensão, origem e cor das suas unidades. Assim, destacam-se essencialmente dois grandes grupos destes elementos estruturais: as paredes de alvenaria de pedra e as paredes de tijolo cerâmico. Estas, apresentam comportamentos e propriedades diferentes de acordo com a época e o local em que se situam.

As paredes de alvenaria de pedra são geralmente resistentes e relativamente à secção transversal, nomeadamente ao número de paramentos e ao seu grau de sobreposição, identificam-se três grandes tipologias: paredes de paramento simples, paramento duplo, ou paramento triplo (Figura 9). As paredes de paramento simples são formadas por pedras que ocupam a espessura total, de face a face, da parede, com ou sem argamassa nas juntas. Já as paredes de duas folhas resultam de uma solução análoga à anterior, em que os paramentos podem estar separados por uma junta vertical ao longo da interface de contacto (que pode ser seca ou preenchida por argamassa e material desagregado) ou

ligados, quer por simples sobreposição das pedras, quer pela interposição de pedras transversais - perpianhos ou travadores - que atravessam toda a secção. Por fim, as paredes de três folhas apresentam uma secção resistente não homogênea, composta por duas folhas exteriores que se encontram separadas por uma camada interior, designada de núcleo central, geralmente mais pobre. Este núcleo é formado por pedras, ou outros materiais de enchimento, de menores dimensões que se encontram soltas ou parcialmente ligadas, possuindo normalmente uma grande quantidade de vazios no interior [12], [13], [14].

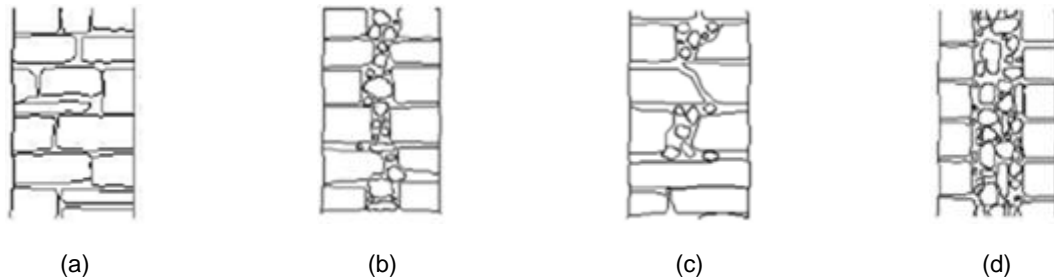


Figura 9 – Classificação da secção das paredes quanto ao número de paramentos [15]: (a) Paramento simples. (b) Dois paramentos sem ligação. (c) Dois paramentos com ligação. (d) Três paramentos com núcleo de fraca qualidade.

Quanto ao tipo de aparelho, as paredes de alvenarias de pedra podem ser de pedra regular ou irregular, com ou sem preenchimento de argamassa nas juntas (Figura 10).

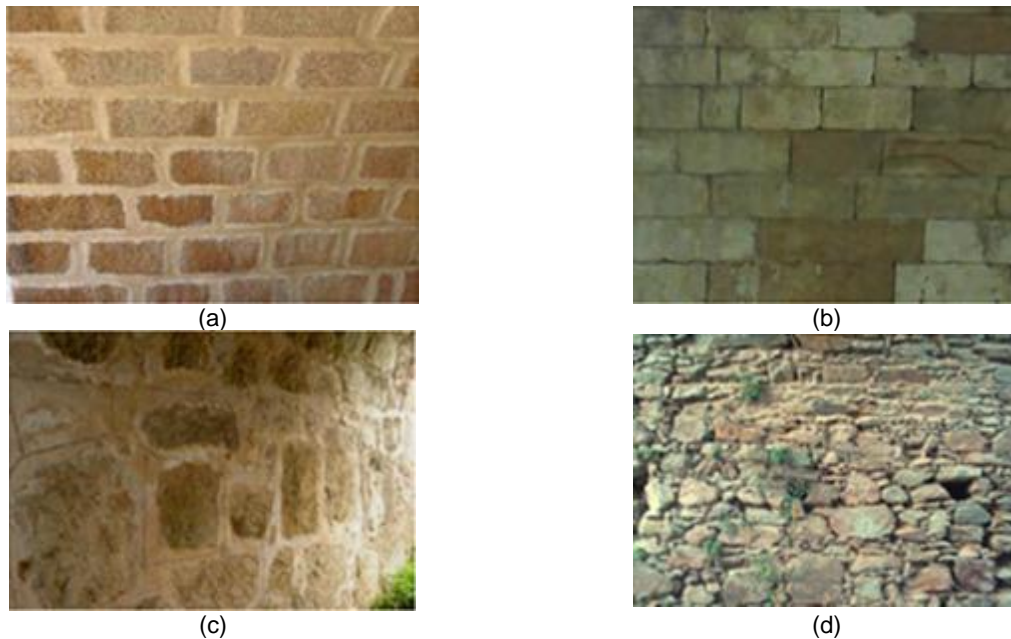


Figura 10 – Tipos de aparelho das alvenarias de pedra [16]: (a) Regular com juntas preenchidas com argamassa. (b) Regular sem preenchimento nas juntas. (c) Irregular com juntas preenchidas com argamassa. (d) Irregular sem preenchimento nas juntas.

As paredes de alvenaria de pedra podem ainda ter assentamentos (Figura 11):

- Horizontal;
- Horizontal/ vertical;

- Aleatório;
- Escalonado com fiadas de regularização;
- Em espinha de peixe;
- Com calços ou cunhas;

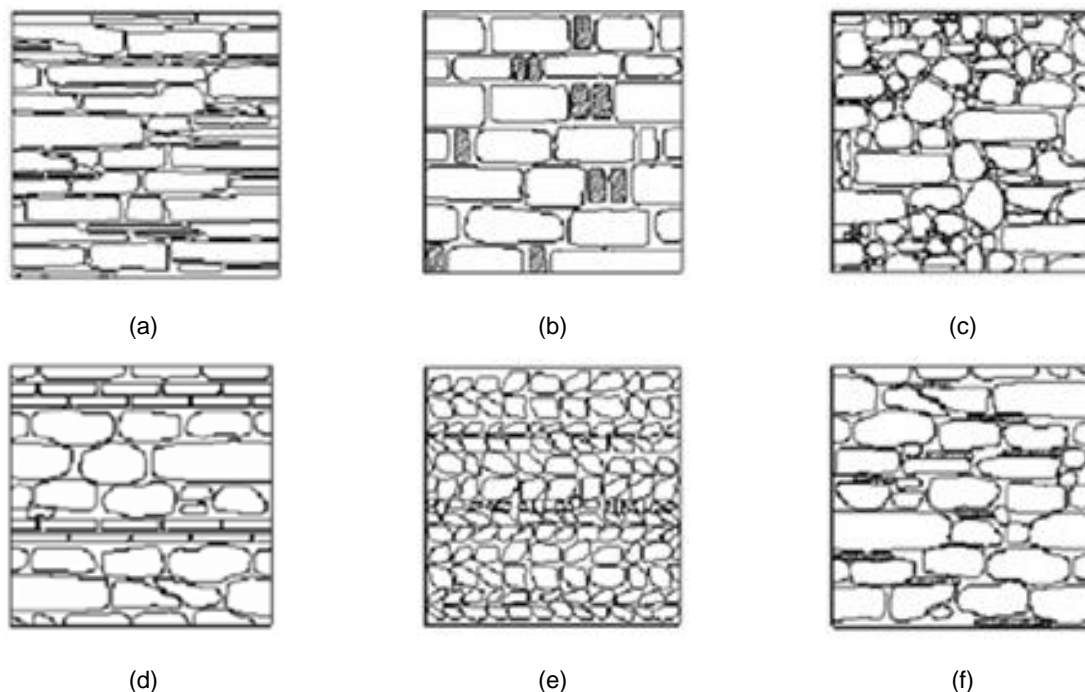


Figura 11 – Classificação das paredes de alvenaria quanto ao assentamento [15]: (a) Horizontal. (b) Horizontal/vertical. (c) Aleatório. (d) Escalonado com fiadas de regularização. (e) Em espinha de peixe. (f) Com calços ou cunhas.

Por sua vez, as paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, embora podendo ser concebidas como paredes divisórias, assumem vulgarmente funções estruturais. Os blocos utilizados na conceção destes elementos são geralmente o tijolo maciço ou furado; a argamassa das juntas, para além de exibir maior espessura do que no caso das alvenarias de pedra, não deve apresentar vazios. Normalmente, este tipo de parede apresenta uma menor espessura do que as paredes de pedra devido à maior regularidade das peças de tijolo que permite uma melhor sobreposição das mesmas, aumentando, conseqüentemente, a resistência e diminuindo a condutibilidade térmica. Tal como nas alvenarias de pedra, as paredes de tijolo cerâmico são classificadas em função da sua secção e da disposição dos elementos que as constituem (Figura 12) [3], [14].

Quando os tijolos se encontram assentes sobre a sua espessura, aplicados ao alto ou ao cutelo, tal que a espessura da parede é equivalente à espessura do tijolo, as paredes são denominadas de pano de tijolo. Se o assentamento dos tijolos for na horizontal, tal que a sua largura corresponda a largura da parede, então a parede é designada de como meia vez. Ao invés, quando a espessura da parede é igual ao comprimento do tijolo, a parede é uma vez. Se, porventura, a espessura da parede resulta da soma de uma largura com um comprimento ou da soma de dois comprimentos, a parede é classificada, respetivamente, de uma vez e meia ou de duas vezes [3], [14].

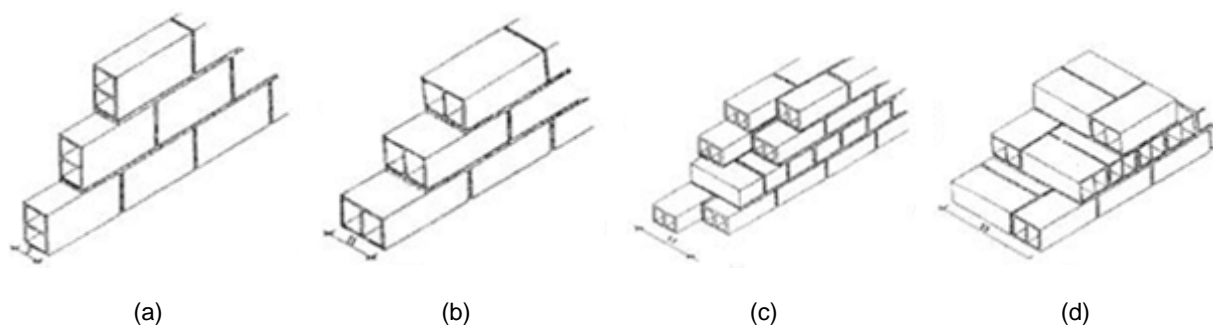


Figura 12 – Diferentes formas de assentamentos de tijolos [3]: (a) Tijolos ao alto. (b) Tijolos à meia vez. (c) Tijolos a uma vez. (d) Tijolos a uma vez e meia.

2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ESTRUTURAS DE ALVENARIA

2.5.1. INTRODUÇÃO

A alvenaria é um dos materiais de construção mais antigos que ainda encontra aplicação em larga escala nos dias de hoje. Contudo, apesar do avanço científico registado no domínio da Engenharia Civil, o comportamento das estruturas de alvenaria é bastante limitado e só recentemente se assistiu a um despertar de interesse da comunidade científica sobre o tema. Na verdade, muitos Engenheiros são confrontados com inúmeras dificuldades quando encaram este material devido à ausência de conhecimentos associados às características e propriedades mecânicas da alvenaria, nomeadamente ao módulo de elasticidade e tensões últimas, ao seu comportamento a ações horizontais (como a ação sísmica) e a metodologias e técnicas de intervenção apropriadas às características deste material.

De facto, ao contrário do betão e do aço, a determinação das propriedades mecânicas deste tipo de estrutura não constitui uma tarefa fácil e linear, uma vez que é fortemente influenciada pelos materiais que a constituem, bem como pela sua disposição e funcionamento conjunto, e por fatores muitas vezes de difícil controlo relacionados com a sua execução. Assim, as estruturas de alvenaria são caracterizadas por uma grande complexidade, continuando a representar um grande desafio a seleção de leis de comportamento apropriadas [17].

Todavia, é possível constatar um avanço bastante significativo da investigação no domínio do comportamento das alvenarias, onde inúmeros trabalhos foram publicados nos últimos anos, resultado de extensas campanhas de ensaios laboratoriais e (ou) in situ. Uma vez que no âmbito desta dissertação é essencial um conhecimento aprofundado do comportamento das alvenarias, e sendo que os ensaios laboratoriais que permitem a sua caracterização se inserem fora do contexto deste trabalho, foram pesquisados trabalhos já efetuados e publicados sobre o tema.

2.5.2. COMPRESSÃO UNIAXIAL

As estruturas de alvenaria, devido à sua fraca resistência à tração e rotura frágil, são construídas para resistir prioritariamente a esforços de compressão. Apesar do seu comportamento à compressão uniaxial ser um caso específico de um estado multiaxial complexo, este tem vindo a ser estudado e desenvolvido, de forma particular nos últimos anos, por se tratar do caso mais típico de carregamento deste tipo de estruturas [18].

O comportamento da alvenaria à compressão está intimamente ligado às características dos materiais que a constituem (tipo de blocos e juntas), bem como à sua capacidade resistente e modo de rotura. Devido às diferenças de rigidez, quando submetida a esforços de compressão (Figura 13 (a)), se as

unidades que constituem a alvenaria forem mais rígidas que a argamassa que compõe as juntas, as últimas tendem a expandir lateralmente mais que os blocos, provocando tensões de corte que confinam lateralmente o material das juntas na ligação entre os elementos. Esta interação entre os blocos e as juntas origina na argamassa um estado de compressão triaxial, enquanto nas unidades de alvenaria se desenvolvem tensões de compressão na direção de aplicação da carga, surgindo esforços de tração nas duas restantes direções (Figura 13 (b)). Em virtude deste complexo estado de tensão, verifica-se o aparecimento de fissuras verticais (Figura 13 (c)) que representam o modo de rotura típico das alvenarias constituídas por blocos mais rígidos do que a argamassa das juntas [18].

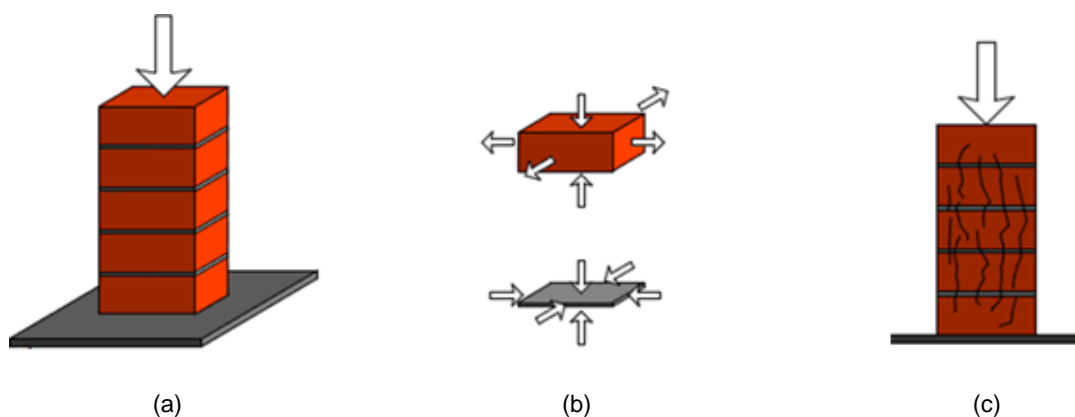


Figura 13 – Compressão uniaxial da alvenaria [18]: (a) Provete de alvenaria comprimido. (b) Estado de tensão no bloco e argamassa da junta. (c) Modo de rotura da alvenaria.

No que diz respeito à alvenaria com juntas secas, ou seja, não argamassadas, verifica-se que em compressão uniaxial apresenta uma resistência mais reduzida. Este facto pode ser explicado pela ausência de um material interface que uniformize as tensões na junta.

Portanto, a avaliação do comportamento à compressão das estruturas concebidas com este tipo de material não pode ser baseada apenas nas características individuais dos elementos que a constituem, dado que, quer a resistência última, quer os modos de rotura, dependem do comportamento global conjunto dos seus constituintes.

2.5.2.1. Tensão resistente de compressão segundo o Eurocódigo 6

Como já referido, as estruturas de alvenaria são dimensionadas para resistir essencialmente a esforços de compressão, sendo por isso fundamental o conhecimento do valor da tensão resistente característica à compressão (f_k), seja esta referente a uma estrutura já concebida, ou a uma estrutura nova a ser projetada. No caso de alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, o Eurocódigo 6 [19] propõe a seguinte expressão (1) para o cálculo da resistência característica à compressão:

$$f_k = K \times f_b^{0.7} \times f_m^{0.3} \quad (1)$$

em que:

f_k – Valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria, em MPa;

K – Constante que depende do tipo de unidade, e respetivo grupo, e do tipo de argamassa. Para as aplicações mais correntes em Portugal o seu valor varia entre 0.4 e 0.6;

f_b – Valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em MPa;

f_m – Valor da resistência à compressão da argamassa, em MPa.

Existem ainda outras fórmulas empíricas que permitem avaliar a resistência à compressão das alvenarias, porém essas não irão ser exploradas nem abordadas no presente trabalho.

2.5.2.2. Curva de comportamento monotónico

O conhecimento da curva de comportamento da alvenaria à compressão, tal como o seu valor de tensão resistente, é deveras importante para a investigação a desenvolver, uma vez que é necessário a calibração do comportamento não linear do material em estudo. Na figura (Figura 14) apresenta-se o diagrama típico tensão/extensão, referente a ensaios de compressão e, como é possível observar, este apresenta cinco zonas distintas.

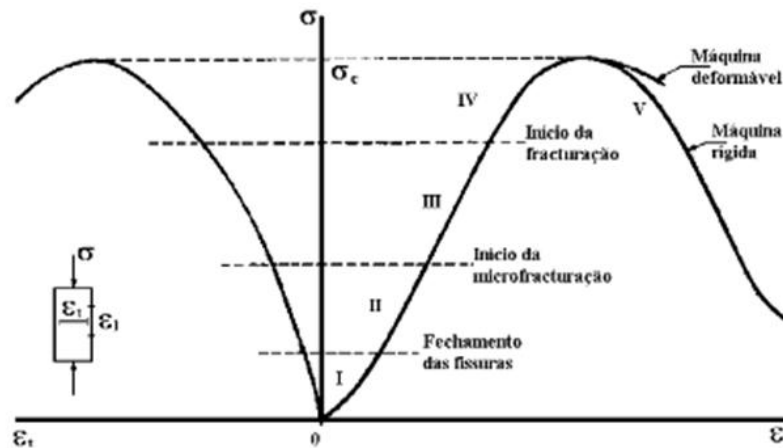


Figura 14 – Curva de comportamento da alvenaria à compressão [16].

No ramo inicial, devido ao progressivo fechamento das fissuras da pedra e das juntas, bem como à rotura das ligações frágeis entre grãos, verifica-se um crescimento do módulo de elasticidade. Ao mesmo tempo, a deformação transversal aumenta, ao contrário da deformação longitudinal, provocando uma diminuição do volume. Na fase seguinte, o módulo de elasticidade, tal como o volume, mantém-se constante, sendo a curva caracterizada por um ramo linear. Já na zona III, o diagrama na direção longitudinal mantém-se linear, ao contrário do diagrama na direção transversal que, devido à microfissuração resultante do desenvolvimento de fendas sensivelmente paralelas à direção de tensão, originadas por concentração de tensões nos contactos entre elementos de diferentes deformabilidades, apresenta um andamento não linear com variações de deformações transversais. Nesta fase, o volume continua a diminuir, até se tornar estacionário no fim desta fase. Na zona IV, as zonas fraturadas aumentam e, como consequência, as extensões na direção longitudinal e transversal crescem rapidamente. O volume também aumenta significativamente, o que contribui para o aumento da tensão de confinamento, melhorando assim as condições de resistência do material caso este encontre restrições de extensão transversal. O ramo IV termina quando é atingido o valor máximo da

tensão, o que se dá ao ocorrerem fraturas macroscópicas. Por fim, no último ramo verifica-se um amaciamento da curva, correspondente ao encurtamento da peça enquanto a tensão decresce e aumentam as fendas macroscópicas [16].

No Eurocódigo 6 não é proposta qualquer curva de comportamento para a alvenaria em compressão uniaxial, sendo apresentada apenas a curva típica tensão/extensão, bem como os diagramas idealizados parábola-retângulo (Figura 15). É de todo pertinente destacar as semelhanças entre o traçado das curvas propostas para a alvenaria e as curvas propostas para o betão.

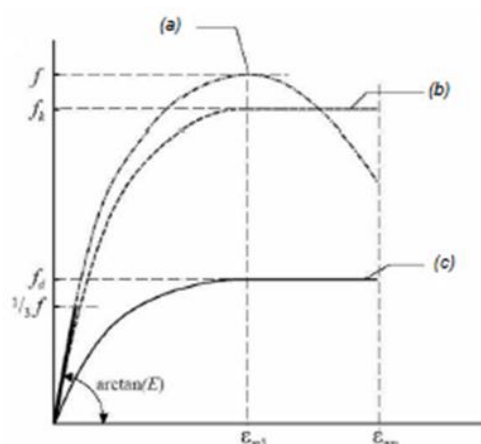


Figura 15 – Curva de comportamento da alvenaria à compressão: (a) curva típica à compressão. (b) Diagrama idealizado (parábola-retângulo). (c) Diagrama idealizado (parábola-retângulo) para valores de cálculo [19].

2.5.2.3. Módulo de elasticidade

A observação da curva de comportamento da alvenaria à compressão permite verificar a existência de uma relação entre o valor da tensão resistente de compressão da alvenaria (f_k) e o valor do seu módulo de elasticidade (E). O EC6 [19] indica mesmo que o módulo de elasticidade pode ser obtido através da reta secante que passa a 1/3 da tensão máxima. Este define também, que o valor de E pode ser estimado de acordo com a expressão (2):

$$E = 1000 \times f_k \quad (2)$$

2.5.2.4. Comportamento cíclico

O comportamento da alvenaria, quando submetida a ações cíclicas, tem sido um tema bastante desenvolvido por muitos autores, principalmente em trabalhos de investigação no domínio da Engenharia Sísmica. Esses trabalhos visam compreender e reproduzir numericamente a resposta de estruturas de alvenaria quando sujeitas a ações sísmicas, tendo-se obtido, como principais conclusões destes mesmos trabalhos, leis tipo de resposta global Força/ Deslocamento (Figura 16) [18].

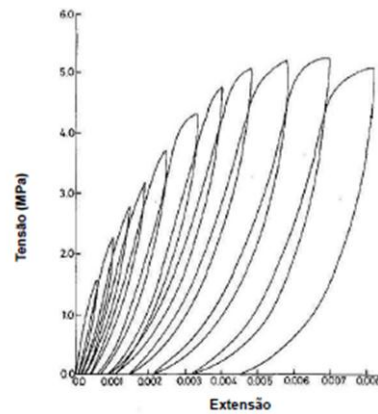


Figura 16 – Curva de comportamento cíclico [18].

Associada ao comportamento cíclico, está a ductilidade das estruturas e, por conseguinte, a ductilidade dos materiais que as constituem. A ductilidade está intrinsecamente relacionada a uma análise não linear e à capacidade de dissipação de energia. A Figura 17 ilustra o conceito de dissipação de energia através da comparação das relações força/deslocamentos de estruturas sujeitas a uma história de carregamento cíclico, isto é, com inversão do sentido de carga. Este tipo de dissipação de energia denomina-se de histerese. Quanto maior for o deslocamento máximo num ciclo de carga, maior será a energia dissipada nesse ciclo que é representada pela área do diagrama. Portanto, as estruturas apresentam um melhor desempenho sísmico quanto maior for essa área, ou seja, as estruturas que tiverem uma maior capacidade de dissipação de energia terão um maior potencial de resistência às ações sísmicas. A dissipação de energia é assim uma característica fortemente correlacionada com a ductilidade [6].

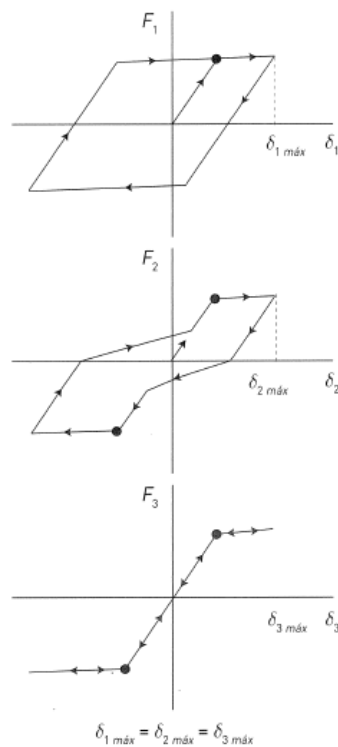


Figura 17 – Estruturas com a mesma ductilidade e diferentes capacidades para dissipar energia [6].

2.5.3. TRAÇÃO UNIAXIAL

Os esforços de tração constituem a grande fragilidade das estruturas de alvenaria e são, muitas vezes, a principal causa do seu comportamento não linear, sendo por isso fundamental o conhecimento do comportamento quando submetidas a este tipo de esforços. Contudo, devido às dificuldades inerentes à caracterização desta propriedade da alvenaria, bem como à sua reduzida resistência quando sujeita a este tipo de esforços, o conhecimento do seu comportamento à tração é bastante limitado, o que faz com que em muitos casos seja desprezado.

2.5.3.1. Curva de comportamento uniaxial à tração

A curva de comportamento à tração das alvenarias (Figura 18) é praticamente linear elástica até ser atingida a resistência de pico à tração. No final da fase elástica, a curva apresenta alguma não linearidade devido à formação de micro – fendas intergranulares do material heterogéneo que se desenvolvem enquanto a carga aumenta. Depois de atingido o valor de pico, a resistência à tração diminui enquanto a deformação continua a aumentar, fazendo com que a curva de comportamento à tração uniaxial apresente um ramo de amaciamento que traduz a diminuição da capacidade de transferência da força devido à formação da (macro) fenda instável que cresce com diminuição da carga [16].

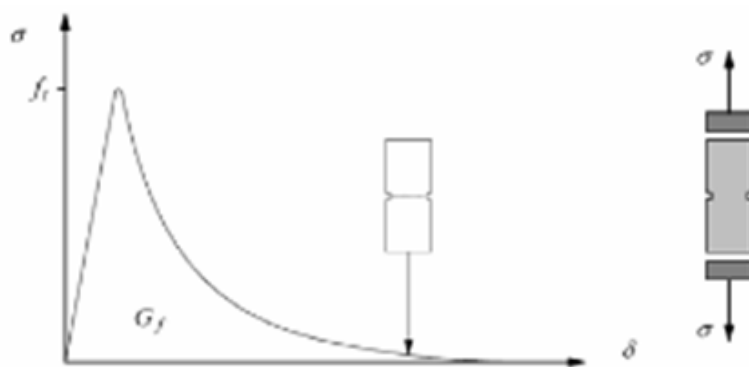


Figura 18 – Traçado típico de uma curva de comportamento da alvenaria em tração [18].

2.5.4. MODOS DE ROTURA DA ALVENARIA

As estruturas de alvenaria, dependendo do tipo de solicitações, bem como das restrições externas e internas a que estão submetidas, apresentam um comportamento estrutural distinto, podendo-se diferenciar o seu comportamento quando solicitadas no plano e fora do plano.

A caracterização do comportamento estrutural e a identificação modos de rotura da alvenaria são efetuados em ensaios laboratoriais, através de provetes representativos da alvenaria. Para além de dependerem, naturalmente, do tipo de ensaio e do tipo de ações aplicadas, dependem também da tipologia e da qualidade dos materiais que constituem o modelo representativo da estrutura de alvenaria.

De seguida, apresentar-se-á uma sistematização dos modos de colapso no plano de painéis de alvenaria (Figura 19) submetidos a carregamento uniaxial, de compressão e tração, e biaxial, podendo-

se concluir que a orientação das tensões principais, relativamente à orientação das juntas, tem uma influência relevante no modo de rotura.

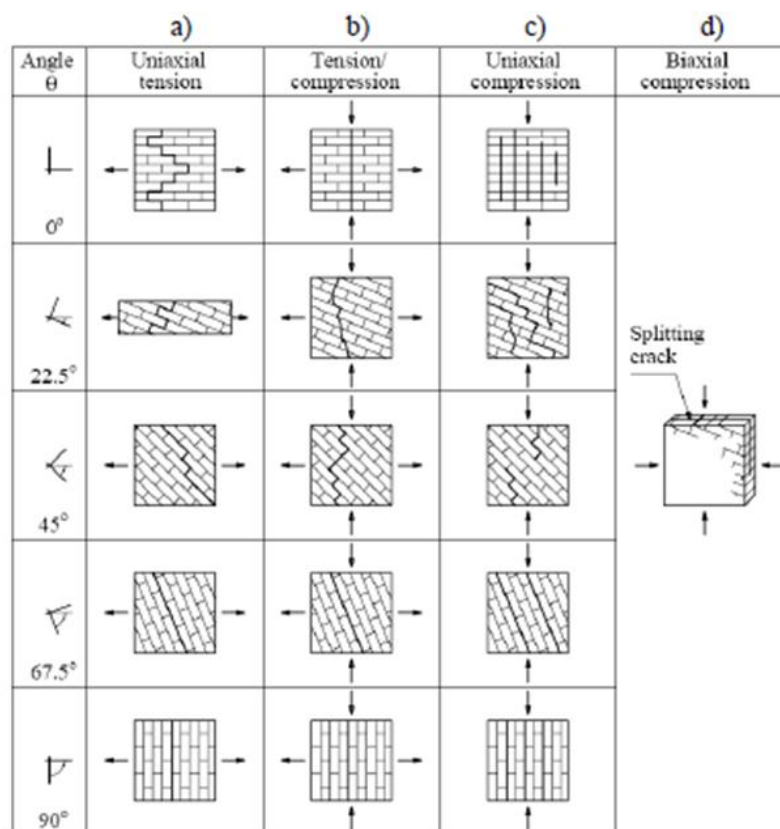


Figura 19 – Modos de rotura em painéis de alvenaria [20]. (a) Compressão uniaxial em tração. (b) Compressão biaxial tração/ compressão. (c) Carregamento uniaxial em compressão. (d) Compressão biaxial.

Quando submetidas a carregamentos uniaxiais, as estruturas de alvenaria apresentam uma rotura frágil caracterizada por fendas perpendiculares, ou sensivelmente perpendiculares, às tensões principais máximas. No caso de carregamento uniaxial de tração, o colapso ocorre por fratura das juntas, sendo que a fendilhação é concentrada nas juntas numa única fenda, ou por fratura dos blocos, caso a resistência das juntas seja significativa. A fratura dos blocos será tanto mais pronunciada quanto maior for o confinamento vertical, devido ao facto de as forças de atrito nas juntas aumentarem. Já em carregamentos de compressão uniaxial, o colapso é caracterizado pela formação de fendas que atravessam os blocos e as juntas, ou apenas as juntas, dependendo da orientação das tensões principais em relação à orientação das juntas. Por sua vez, nos casos de carregamento biaxial tração/ compressão, a fendilhação concentra-se numa única fenda que atravessa os blocos e as juntas, ou apenas as juntas, dependendo, tal como nos casos de carregamento de compressão uniaxial, da orientação das tensões principais em relação às juntas. Por fim, nos casos de carregamento biaxial de compressão, o colapso é caracterizado pela separação lateral a meio da espessura do painel [16], [20].

Ainda relativo ao comportamento das estruturas de alvenaria no plano, apresenta-se o comportamento ao corte que exhibe os seguintes modos de rotura (Figura 20):

- Rotura por deslizamento (deslizamento por corte das juntas);
- Rotura por flexão (tração nas juntas horizontais e esmagamento nas escoras comprimidas);

- Rotura por corte (fendas diagonais por corte e (ou) tração).

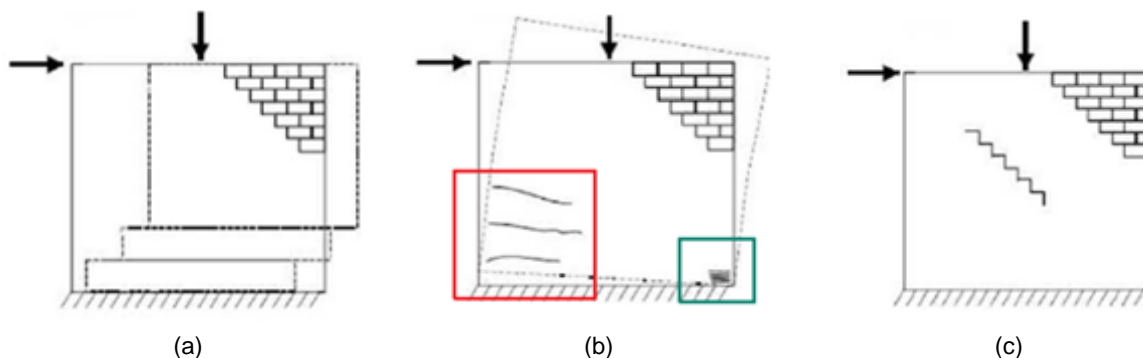


Figura 20 – Formas de rotura das paredes de alvenaria submetidas a ações no plano [15]: (a) Rotura por deslizamento. (b) Rotura por flexão. (c) Rotura por corte.

No que respeita ao comportamento das paredes de alvenaria sob a atuação de forças ortogonais ao plano, a Figura 21 ilustra esquematicamente os principais modos de rotura para fora do plano.

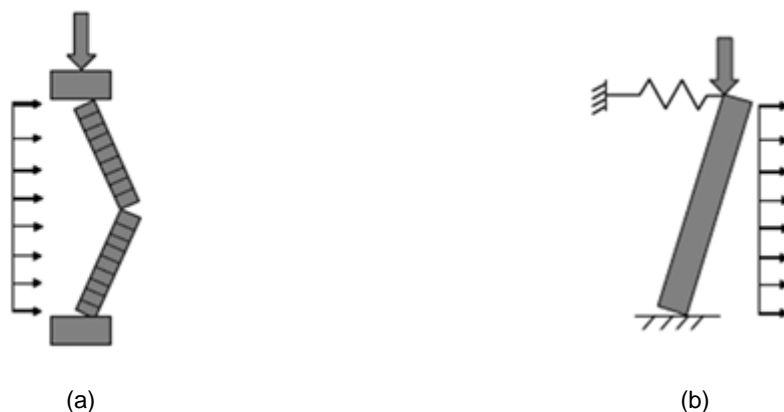


Figura 21 – Modos de rotura da alvenaria para fora do plano [16].

Como se pode verificar pela Figura 21 (a), a atuação de cargas perpendiculares ao plano da parede pode provocar a rotação do elemento e a abertura da junta sob carregamento aplicado a meio da parede, ou apenas a rotação da base como é exemplo a Figura 21 (b). Em ambas as situações pode ainda ocorrer rotura para fora do plano devido a fenómenos de instabilidade das paredes, provocados pelas elevadas cargas verticais no plano [16].

2.5.5. ENSAIOS LABORATORIAIS

Uma vez abordadas as propriedades mecânicas e os modos de rotura das alvenarias, vão ser de seguida expostos alguns trabalhos laboratoriais com o intuito de melhorar a compreensão do seu comportamento estrutural. Os ensaios a seguir apresentados foram realizados com alvenaria de pedra, objeto de estudo da presente dissertação, e é de todo pertinente destacar que, tal como foi referido anteriormente, a caracterização mecânica das estruturas de alvenaria de pedra deve atender a vários fatores como:

- Materiais: pedra e argamassa (forma, dimensão, origem, estado de conservação, propriedades físicas, químicas e mecânicas...);

- Composição da secção transversal (número de paramentos e existência, ou não de ligação entre eles, avaliação de índices de pedra, argamassa, vazios...);
- Identificação do paramento exterior (alvenaria de pedra aparelhada, ordinária ou de junta seca, presença de calços...).

O primeiro trabalho aqui a expor foi realizado por Celeste Almeida no laboratório de materiais de construção da FEUP (LMC) e teve como objetivo caracterizar o comportamento estrutural das paredes de alvenarias de pedra de pano único, tipologia frequente nas construções antigas da cidade do Porto.

Da parede estudada, com o objetivo de caracterizar mecanicamente os materiais que a constituíam, foram extraídas carotes cilíndricos de alguns blocos de pedra que posteriormente foram ensaiadas, obtendo-se para a resistência à compressão um valor médio de 60 MPa, e de 26 GPa para o módulo de elasticidade. Paralelamente, foram recolhidas amostras de argamassa com o intuito de a caracterizar química e mineralogicamente. Contudo, dado que o comportamento das estruturas de alvenaria depende do funcionamento conjunto dos materiais que a constituem, foi realizada uma série de ensaios de compressão uniaxial em três painéis (PP1, PP2 e PP3 - Figura 22) com 1.2 m de largura, e 2.50 m e 0.40 m de altura e espessura, respetivamente [17], [21].

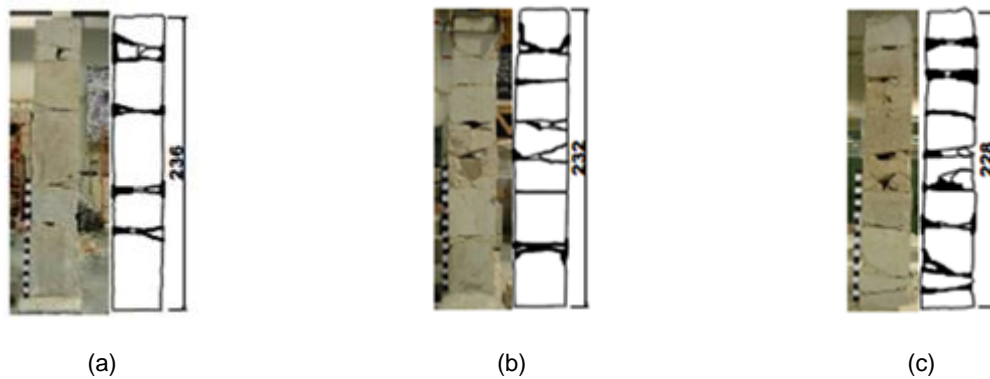


Figura 22 – Secção transversal dos painéis ensaiados [17]: (a) PP1. (b) PP2. (c) PP3.

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados em duas fases. Na primeira fase os painéis PP1 e PP2, que se encontravam confinados, foram submetidos a uma carga vertical monotónica até à rotura. Na segunda, e após se aliviar o confinamento lateral, os painéis foram submetidos a uma carga crescente até atingirem a rotura generalizada (Figura 23).

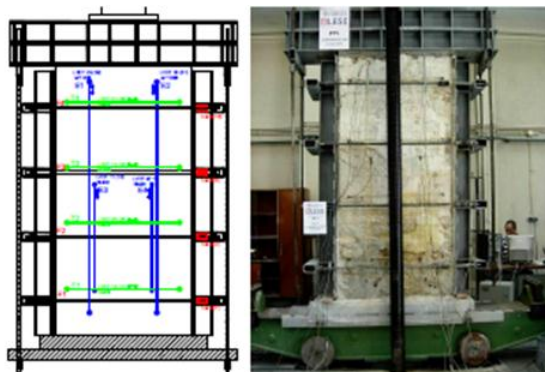


Figura 23 – Setup do ensaio [17].

Destes ensaios obtiveram-se os diagramas tensão/deformação (Figura 24 (a)) que permitiram verificar que, na primeira fase, a tensão máxima de compressão atingida foi de 3.94 MPa, no painel PP1, e de 2.50 MPa no painel PP2. Durante a segunda parte dos ensaios registou-se uma diminuição da resistência para 1.87 MPa e 1.34 MPa, para os painéis PP1 e PP2, respetivamente. Segundo os autores, esta diferença de valores entre os dois painéis deve estar associada às singularidades da geometria e características individuais de ambos. O padrão de fissuração verificado em ambos os painéis foi essencialmente vertical, sendo este mais evidente a meia altura da parede, como se pode comprovar pela aparência final da parede PP1 (Figura 24 (b)) e pelo desenho do padrão de fissuração [17], [21].

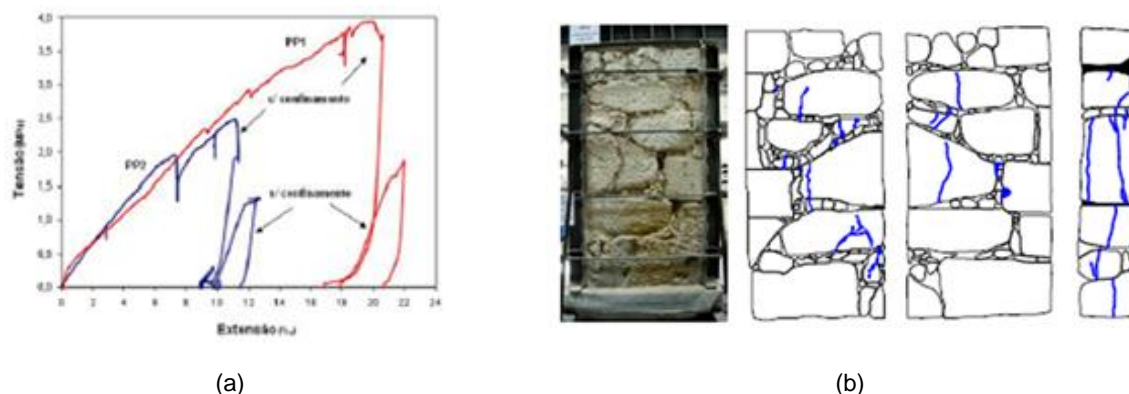


Figura 24 – (a) Diagrama tensão/extensão para os painéis PP1 e PP2. (b) Padrão de fissuração de PP1 [17].

O módulo de elasticidade foi determinado a partir dos diagramas atrás referidos, através do seu valor secante (entre 10% e 30% da resistência máxima), registando-se os valores de 0.22 GPa para PP1 e 0.33 GPa para PP2. É de destacar que, ao assumir uma relação linear entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, alcançou-se a relação $E = 85 \times f_c$, muito diferente da proposta pelo Eurocódigo 6 [17], [21].

Por último, no painel PP3 foram aplicados, no seu estado original e com confinamento lateral, dois ciclos de carga-descarga. O primeiro foi aplicado com uma força máxima de 500 kN, já o segundo ciclo foi aplicado com uma carga até os 700 kN. Tal como anteriormente, através do diagrama tensão/extensão (Figura 25) foram determinados os módulos de elasticidade, obtendo-se os valores de 0.36 GPa e 0.39 GPa para o primeiro e segundo ciclo, respetivamente [17], [21].

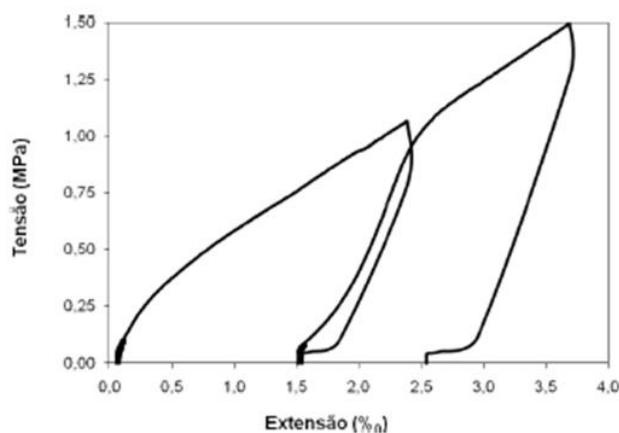


Figura 25 – Diagrama tensão/extensão no ensaio do painel PP3 [17].

Também na FEUP, Bruno Silva na realização da sua tese de mestrado, com o objetivo de compreender como se comportam as estruturas de alvenaria de pedra irregular sob ações cíclicas horizontais, executou em duas paredes de alvenaria irregular (PA1 e PA2 - Figura 26) ensaios cíclicos quase – estáticos no plano das paredes. Essas paredes de granito de boa qualidade, de paramento duplo, com travadouros e juntas seladas com argamassa, possuíam 1.6m de comprimento e de largura e 0.6m de espessura [15].



(a)



(b)

Figura 26 – Paredes ensaiadas [15]: (a) PA1. (b) PA2.

Estes ensaios permitiram analisar o comportamento das paredes através da avaliação experimental da capacidade de dissipação de energia, da ductilidade e ainda da resistência e rigidez. De seguida, apresentam-se as curvas de comportamento global, força horizontal aplicada *versus* deslocamento horizontal, de ambas as paredes (Figura 27) [15].

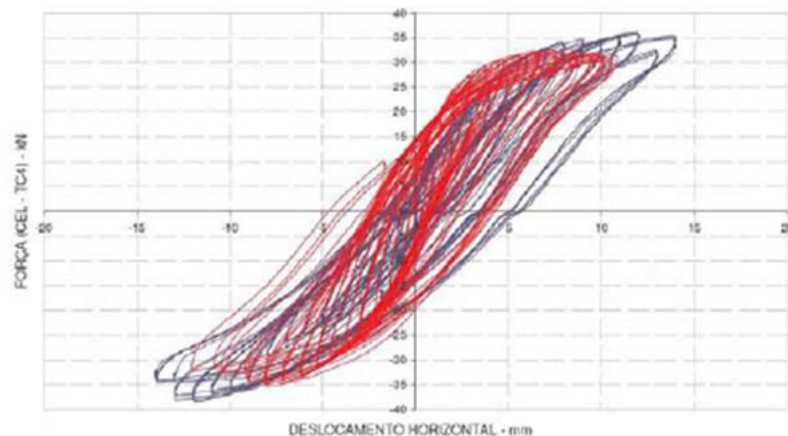


Figura 27 – Força horizontal vs Deslocamento no topo da parede – PA1 e PA2 [15].

Estas curvas possibilitaram retirar as seguintes conclusões para as paredes ensaiadas:

- As paredes apresentam alguma capacidade de dissipação de energia, resultante do comportamento não linear da alvenaria. Esta capacidade de dissipação de energia (dada pela área do diagrama) é uma propriedade importante para o caso de estruturas que se encontram submetidas a ações dinâmicas, principalmente do tipo sísmico;
- A resposta é semelhante em ambas as direções de carga, sendo idêntica a resistência máxima nas duas direções;
- A inclinação das trajetórias de carga e descarga são semelhantes e idênticas à inicial, indicando que não ocorreu uma perda de rigidez significativa.

Numa campanha de ensaios realizados na Universidade do Minho, Rui Silva construiu três modelos de igual dimensão (60x30x110cm³ - Figura 28) formados por três panos de alvenaria de pedra. As paredes foram executadas por justaposição das pedras que se encontravam ligadas por uma argamassa à base de cal. Os dois panos exteriores eram constituídos por pedra de granito, proveniente do Norte de Portugal, de geometria irregular e resistência média à compressão de 52.2 MPa. O pano interior, por sua vez, era preenchido por pedras achatadas de pequena dimensão [22], [23].

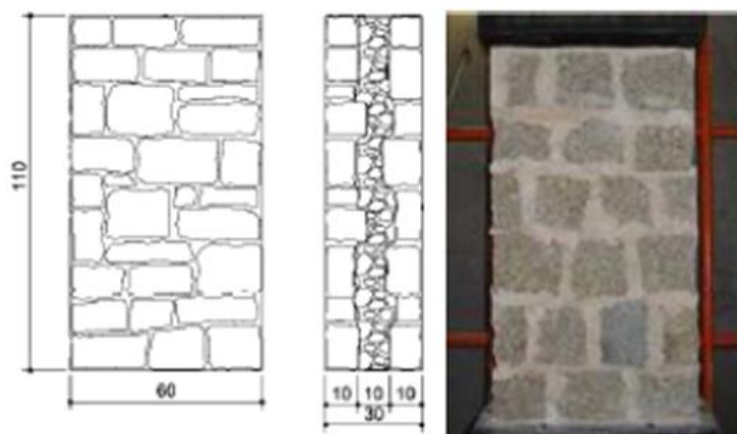


Figura 28 – Dimensões médias dos muretes e exemplo real [16].

As paredes foram ensaiadas à compressão uniaxial através da aplicação de uma carga monotónica de intensidade máxima de 2.0 MN. As curvas tensão/extensão obtidas dos ensaios dos três modelos apresentaram um comportamento semelhante, sendo caracterizadas pela existência de duas zonas de degradação de rigidez. A primeira ocorre para um nível de tensão médio de 0.6 MPa que, segundo os autores, poderá estar relacionado com a separação dos panos externos. A segunda ocorre para um estado de tensão próximo da tensão de pico. Uma vez que a parede 1W2 apresentava um comportamento atípico relativamente às outras paredes, o seu módulo de elasticidade não foi calculado nem contabilizado na média dos módulos de elasticidade (Figura 29) [22], [23].

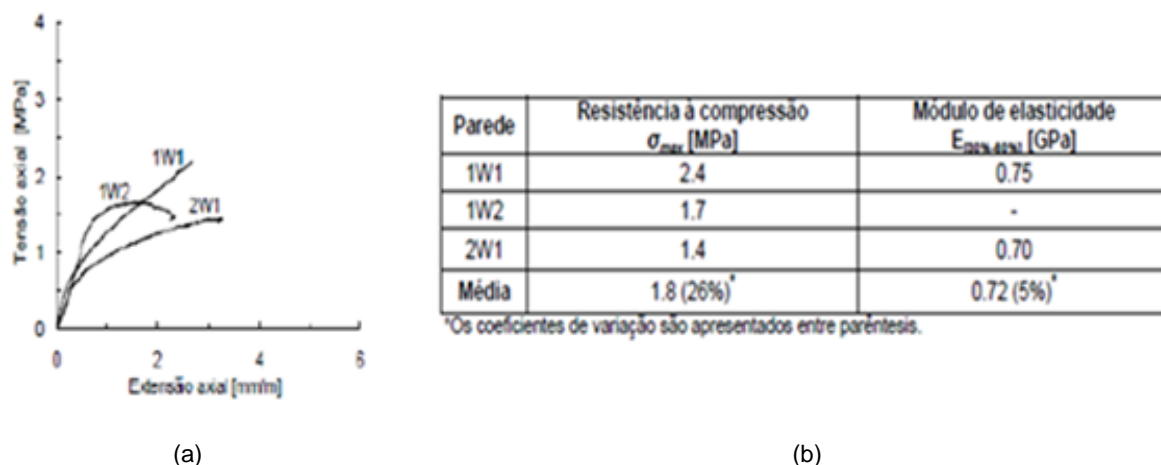


Figura 29 – Resultados do ensaio [22]: (a) Curvas tensão/extensão. (b) Resistências à compressão e módulos de elasticidade.

No final do ensaio foi possível verificar a separação completa dos panos externos e interno e a formação de fendas verticais que atravessam as juntas e, excepcionalmente, algumas pedras (Figura 30). Também foi possível observar fendas horizontais correspondentes às rótulas do mecanismo de rotura por rotação do pano externo para fora do seu plano [22], [23].

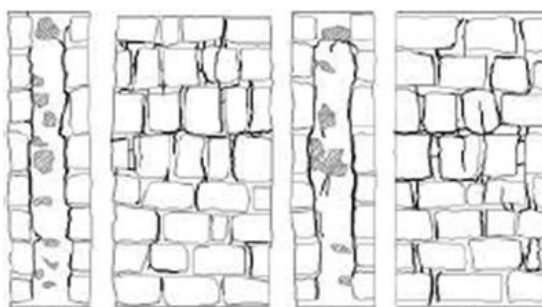


Figura 30 – Padrão de fissuração da parede [23].

Por fim, os autores concluíram que devido à grande diferença, em termos de capacidade de carga, entre os panos externos e o interno, a maior parte da carga era transmitida aos panos externos.

Ainda na Universidade do Minho, José Ramos construiu três provetes (P1, P2 e P3) de alvenaria de pedra argamassada com fragmentos de tijolo incorporados. Estes provetes, tal como nos ensaios anteriormente descritos, foram submetidos a uma força de compressão monotónica até a rotura (Figura 31) [24].

Proвете	Provetes em alvenaria de pedra [m]			Força máxima [kN]	Resistência à compressão [kPa]
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>A</i>		
P1	0.72	0.72	0.52	458.0	0.88
P2	0.71	0.79	0.56	474.0	0.85
P3	0.71	0.79	0.56	455.0	0.81

Figura 31 – Dimensões e resultados dos provetes à compressão [24].

Dos ensaios obtiveram-se também os diagramas força/deslocamento (Figura 32) dos provetes de alvenaria de pedra ensaiados:

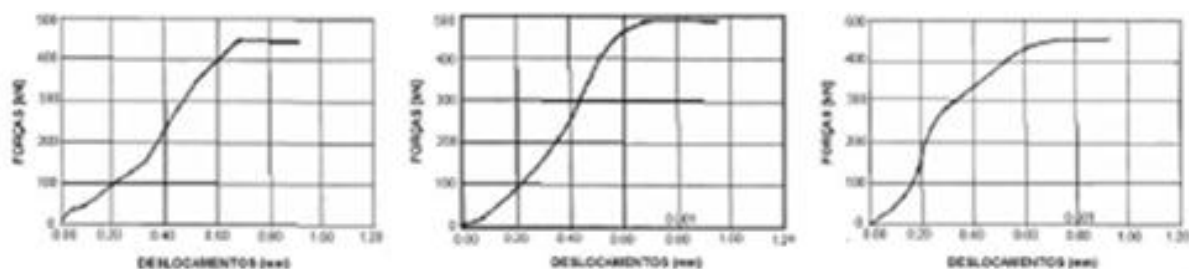


Figura 32 – Curvas de comportamento força/deslocamento dos provetes [24].

O módulo de elasticidade determinado neste trabalho experimental corresponde à inclinação da parte linear das curvas de comportamento, sendo o seu valor médio igual a 1.0 GPa.

Para além da força vertical, foi aplicada também uma força horizontal no topo dos provetes, para assim determinar a resistência ao corte dos mesmos. Obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 33 [24].

Proвете	Provetes em frontal pombalino [m]			Força máxima [kN]	Resistência média ao corte [kPa]
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>h</i>		
G1	0.20	2.53	3.59	71.0	0.14
G2	0.21	2.55	3.42	71.0	0.13
G3	0.22	2.67	3.36	60.0	0.10

Figura 33 – Dimensões e resultados dos provetes ao corte [24].

Já Fernando Pinho, no âmbito da sua Tese de Doutoramento, ensaiou à compressão axial sob carga monotónica três muretes constituídos por pedra calcária de dimensões 0.80x1.20x0.40m (Figura 34).



Figura 34 – Modelo representativo dos provetes ensaiados por Pinho [25].

Os ensaios realizaram-se no LabDEC utilizando um macaco de 3.0 MN acionado por uma bomba hidráulica. O módulo de elasticidade obtido foi de 0.3 GPa, e os valores da resistência à compressão podem ser observados na Figura 35 [25]:

Murete N°	Carga Máxima [kN]	Resistência à compressão σ_{max} [MPa]
M43	134,2	0,42
M21	127,7	0,40
M32	148,5	0,46

Figura 35 – Resultados do ensaio à compressão dos muretes [25].

Neste trabalho laboratorial também foi possível obter os diagramas de força/deslocamento (Figura 36):

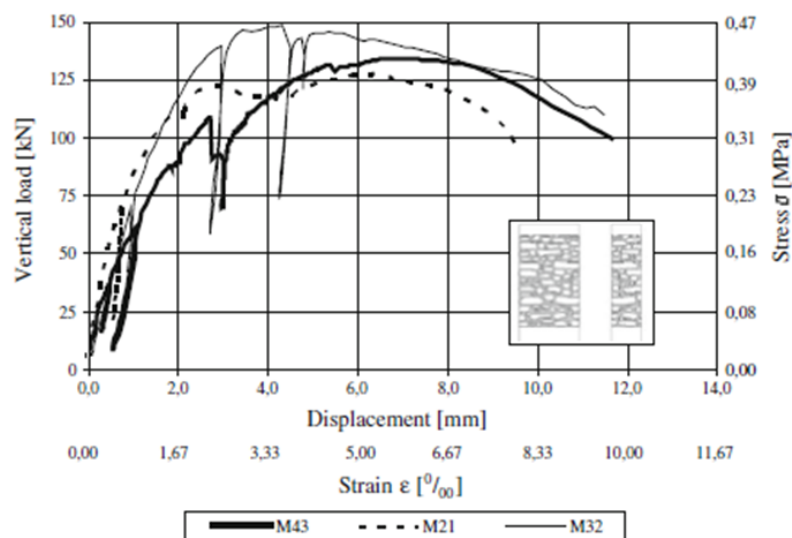


Figura 36 – Diagramas conjuntos força/deslocamento e tensão/deformação dos muretes ensaiados [25].

Pinho também ensaiou ao corte outros três muretes, sendo que a média das forças máximas de corte atingidas pelos muretes foi de 23.8 kN.

No panorama internacional, Valluzzi realizou ensaios na Universidade de Pádua utilizando vários modelos experimentais de 0.50x0.80x1.40m³ de dimensões. Estes modelos eram constituídos por três paramentos, sendo que os panos exteriores foram realizados com pedra da zona de Cugnano ($\sigma_{máx} = 164$ MPa), e o núcleo era composto por argamassa e desperdícios de pedra utilizada. Os modelos foram submetidos a uma compressão uniaxial de 10.0 MN e, após os ensaios, verificou-se que a resistência à compressão variava entre 0.99 e 1.97 MPa. Os módulos de elasticidade, por seu turno, foram determinados para valores compreendidos entre os 30% e os 60% da máxima resistência, obtendo-se um valor médio de 1.7 GPa [26].

Outra pesquisa laboratorial realizada em Itália, por Binda e Saisi no Politécnico de Milão, visava avaliar a resistência à compressão e ao corte de paredes de pedra irregular de três paramentos. Para isso foram construídas oito paredes com dois tipos diferentes de pedra. Quatro foram concebidas com pedra calcária de Noto proveniente da zona de Sicília, nas outras quatro foi utilizada pedra arenosa Serena oriunda da zona de Florença. A interface interior dos paramentos exteriores também variava, sendo que nuns modelos foram usadas pedras regulares, enquanto noutros as pedras eram irregulares (Figura 37) [27].

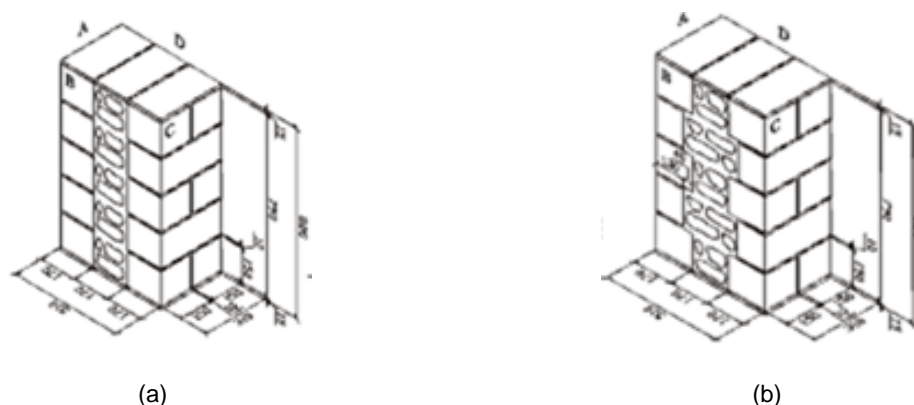


Figura 37 – Modelos das paredes ensaiadas: (a) Superfície interior regular. (b) Superfície interior irregular [27].

Os ensaios de compressão apenas foram realizados em quatro paredes, tendo-se obtido os seguintes resultados (Figura 38):

Type of stone	Orientation	f_c N/mm ²	ϵ_p 10 ⁻³	E N/mm ²	ν
Noto	L	20.6 (7%)	2.4	9475	0.10
Noto	B	17.6 (22%)	2.3	8525	0.09
Serena	L	104.2 (1%)	*	18218	0.19
Serena	B	89.0 (15%)	*	23293	0.21

Figura 38 – Resultados obtidos após os ensaios à compressão [27].

Como se pode verificar pela figura anterior, bem como pelos diagramas tensão/deformação de seguida expostos (Figura 39), a carga máxima suportada pelos modelos constituídos por pedra Serena ultrapassaram a capacidade da máquina utilizada.

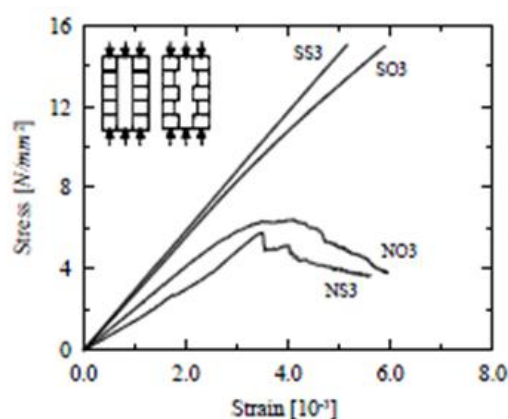


Figura 39 – Diagrama tensão/deformação para o ensaio de compressão [27].

Relativamente aos ensaios de corte, apresentam-se na Figura 40 as resistências registadas ao longo dos ensaios.

Wallets	Type of stone	Type of connection	τ_r N/mm ²
NS1.NS2	Noto	Straight	0.17
SS1.SS2	Serena	Straight	0.09
NO1.NO2	Noto	Keyed	0.58
SO1.SO2	Serena	Keyed	0.81

Figura 40 – Resultados obtidos após o ensaio ao corte [27].

As respetivas curvas tensão/deformação estão representadas na Figura 41:

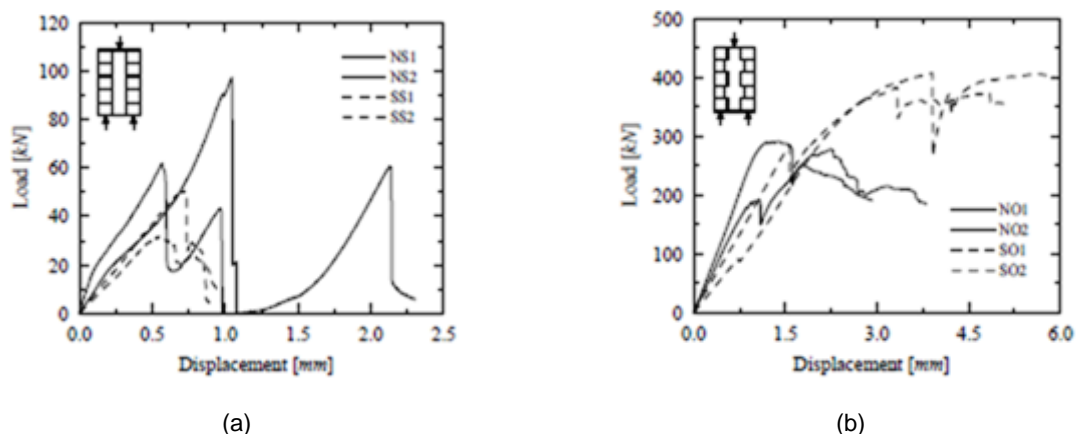


Figura 41 – Diagramas força/deslocamento obtidos do ensaio ao corte [27]: (a) Superfície interior regular. (b) Superfície interior irregular.

Apesar de aqui não terem sido expostos ensaios laboratoriais à tração, o comportamento da alvenaria tracionada, tal como na compressão uniaxial, é fortemente influenciada pelas características individuais dos elementos que a constituem. Assim, no caso em que as unidades de alvenaria são muitos resistentes e a argamassa muito pouco resistente, o valor da tensão resistente à tração pode ser aproximado ao valor da tração resistente da argamassa. Quando os blocos de alvenaria, no caso inverso, são poucos resistentes e a argamassa apresenta uma elevada resistência, o valor da tensão resistente da alvenaria pode ser aproximado ao valor tensão resistente dos blocos. A cada um destes casos corresponde um modo de rotura particular como se ilustra na figura que se segue (Figura 42) [18].

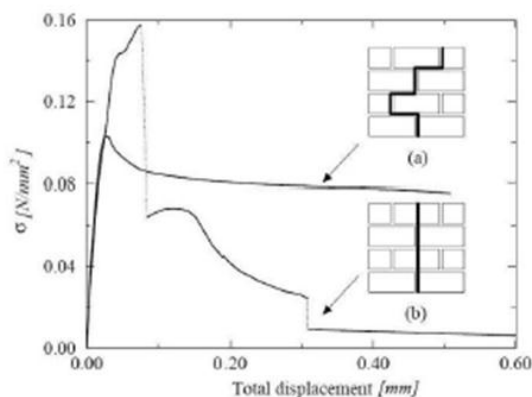


Figura 42 – Curvas de comportamento tipo da alvenaria tracionada uniaxialmente na direção horizontal [18].

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA PEDRA

3.1. INTRODUÇÃO

“Modelação é um conjunto de operações complexas que visam a construção de modelos matemáticos baseados na geometria e nas propriedades mecânicas determinadas através de prévias investigações” [28].

“A caracterização do comportamento estático ou dinâmico de um edifício, passa pela formulação de um modelo matemático capaz de descrever, de forma aproximada, o real funcionamento da estrutura. Pode adaptar-se um modelo do tipo discreto ou contínuo, e assim, simular da melhor forma, a geometria e o comportamento mecânico dos materiais constituintes da estrutura” [29].

Uma estrutura, quando submetida a um conjunto de forças, acelerações e deformações impostas, produz uma resposta em termos de deslocamentos, esforços, deformações ou tensões, que é fortemente influenciada pela forma e ligações da estrutura entre os seus elementos, pelas características dos materiais de construção que definem os parâmetros de rigidez, bem como pela resistência do sistema estrutural. Assim, a idealização do funcionamento estrutural, comportamento dos materiais e efeito das ações usando modelos numéricos tem como objetivo diagnosticar e efetuar avaliações de segurança, proporcionando uma análise mais detalhada [16].

3.2. ANÁLISE ESTRUTURAL: ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR E ANÁLISE NÃO LINEAR

A análise de uma estrutura pode ser feita com base em modelos matemáticos, mais ou menos complexos, segundo diferentes abordagens: análise elástica linear e não linear.

A análise elástica linear representa o modelo mais simples; admite que a resposta da estrutura é linear, sendo o comportamento mecânico dos seus elementos elástico linear. Este tipo de análise baseia-se em pressupostos de linearidade física e na hipótese dos pequenos deslocamentos e deformações. Embora conservativo, é um modelo constitutivo muito utilizado em Engenharia (Figura 43) [12].

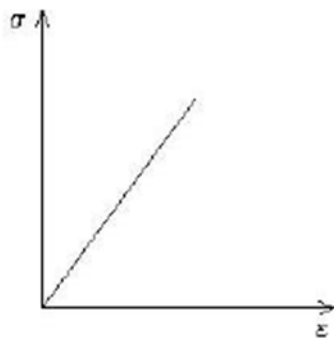


Figura 43 – Diagrama qualitativo do comportamento elástico – linear [12].

Por sua vez, na análise não linear, a aproximação a modelos matemáticos não é tão elementar devido à grande variabilidade das respostas às ações e à possibilidade da origem da não linearidade ser geométrica e (ou) material. Neste tipo de análise, a rigidez e (ou) as condições de limite podem ser afetados por deslocamentos induzidos, levando o equilíbrio da estrutura para uma geometria deformada e conferindo uma não linearidade geométrica (Figura 44). Para características não lineares materiais fundamentadas em relações constitutivas tensão/deformação, geram-se um conjunto de equações simultâneas não lineares para um equilíbrio variável, exigindo o recurso a métodos iterativos que permitam a obtenção da solução [12].

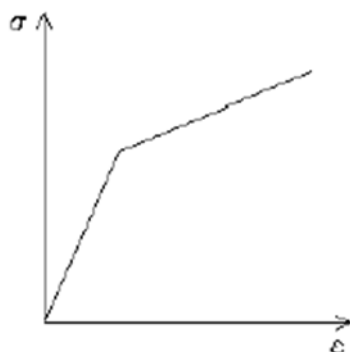


Figura 44 – Comportamento elástico – plástico com endurecimento [12].

3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS DISPONÍVEIS PARA A ALVENARIA

3.3.1. INTRODUÇÃO

As características constitutivas dos vários materiais que constituem a alvenaria, a anisotropia do seu comportamento e a presença de superfícies de descontinuidade, tornam a modelação numérica de estruturas de alvenaria uma tarefa árdua e complexa. Porém, existem modelos que permitem a simulação das principais características do comportamento material não linear das alvenarias, possibilitando uma simulação realística do comportamento mecânico das estruturas de alvenaria, desde a fase inicial até à completa degradação do material.

A estratégia adotada na modelação numérica de estruturas de alvenaria, bem como o grau de refinamento do modelo, depende dos objetivos do estudo a desenvolver, mas também do tipo e da qualidade dos resultados que se pretendem obter. Em determinadas circunstâncias, análises menos

sofisticadas revelam-se mais adequadas; já noutras, poderá ser aconselhável um outro grau de refinamento.

3.3.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos é um método que divide uma estrutura complexa em várias subestruturas mais simples, com comportamento conhecido e designadas de “elementos finitos”, permitindo assim obter soluções aproximadas para modelos estruturais [20].

A análise de estruturas de alvenaria de pedra, com base no método dos elementos finitos, pode ser efetuada através de diferentes modelos constitutivos que podem ser distinguidos segundo quatro tipos: micro modelos detalhados, micro modelos simplificado, modelos decorrentes de técnicas de homogeneização (também designados por modelos contínuos homogêneos) e macro modelos.

3.3.3. MICRO E MACRO MODELAÇÃO

A estratégia adotada na micro modelação consiste na representação dos blocos e das juntas, separadamente, como sub – regiões homogêneas e isotrópicas. A aplicação deste tipo de análise tem particular interesse quando se pretende obter análises muito detalhadas, em malhas de elementos finitos muito refinadas, principalmente nas zonas onde as tensões são fortemente heterogêneas [30].

Na micro modelação detalhada, as interfaces entre os blocos e as juntas são representadas por elementos descontínuos (Figura 45).

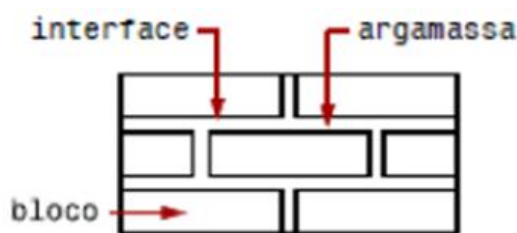


Figura 45 – Micro modelos detalhados [30].

Relativamente à micro modelação simplificada (Figura 46), os blocos são modelados utilizando modelos convencionais e a argamassa utilizando elementos de interface. O comportamento da alvenaria usando estes modelos pode ser caracterizado a partir do conhecimento das propriedades das interfaces entre os seus elementos e dos seus componentes (simplesmente o bloco no caso de se tratar de alvenarias de juntas secas, ou o bloco e a argamassa no caso de alvenarias com junta argamassada). Em alguns casos a espessura da junta é considerada nula, sendo a geometria dos blocos expandida para incluir a espessura da junta. Nestas situações os parâmetros elásticos das juntas são determinados tendo em consideração as propriedades dos dois constituintes (blocos e argamassa) e das interfaces. Em geral este modelo é menos rigoroso que o modelo anteriormente apresentado, uma vez que a junta constitui um plano potencial de fendilhação e de escorregamento que deste modo não é detalhado [30].

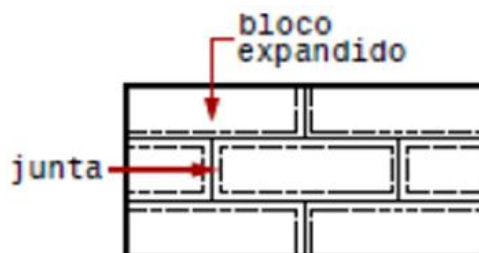


Figura 46 – Micro modelos simplificados [30].

Quanto aos modelos contínuos homogêneos, é definido um modelo contínuo fictício equivalente de modo a que seja possível descrever o comportamento global da alvenaria como um material único (Figura 47). Nestes modelos, as leis constitutivas são estabelecidas em termos das tensões e das deformações médias. Para este tipo de modelo existem muitas maneiras diferentes de formular o problema [30].

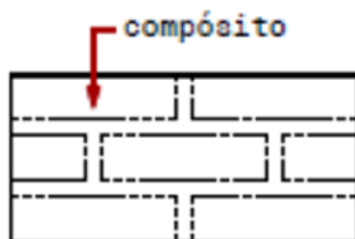


Figura 47 – Modelos contínuos homogêneos [30].

Por fim, nos macro modelos os componentes são representados apenas como um só elemento contínuo fictício equivalente, em que o comportamento global da alvenaria é representado por um compósito homogêneo (Figura 48). A lei constitutiva é determinada a partir de forças e de deformações generalizadas [30].



Figura 48 – Macro modelos [30].

Como é possível deduzir após a breve descrição dos vários modelos constitutivos disponíveis para a alvenaria, a micro modelação, aplicável ao nível do detalhe estrutural, possibilita uma melhor compreensão do comportamento localizado, enquanto a utilização de macro modelos é mais adequada quando se pretende estudar o comportamento global das estruturas. Assim, conclui-se que não existe um modelo melhor que outro, mas sim modelos diferentes para diferentes campos de aplicação.

Na modelação numérica das estruturas de alvenaria realizadas neste trabalho optou-se, numa primeira fase, pela utilização do programa comercial de análise estrutural SAP2000. Pretendia-se testar a capacidade deste programa para analisar estruturas constituídas por materiais com comportamento não linear, em particular com leis de comportamento idênticas às do betão simples, já que, no limite e em termos globais, se pode considerar a alvenaria de pedra como um betão pobre. Contudo, devido às inúmeras incongruências apresentadas pelo programa SAP2000, principalmente na resposta das estruturas a ações cíclicas, para a realização do presente trabalho recorreu-se a um programa de análise estrutural mais complexo, desenvolvido pelo Comissariado para a Energia Atómica Francês e designado por Cast3M, optando-se por um modelo de comportamento material do tipo Dano Contínuo cujas linhas gerais se expõem no ponto seguinte.

3.4. MODELO DE DANO CONTÍNUO

3.4.1. INTRODUÇÃO

O Modelo de Dano Contínuo desenvolvido por Rui Faria [31] teve como objetivo principal permitir a simulação do comportamento não linear de grandes massas de betão. Dadas as semelhanças entre o comportamento da alvenaria e o do betão simples, o campo de aplicação deste modelo foi estendido às estruturas de alvenaria de pedra [15]. Em particular, na presente dissertação foi utilizado este modelo para a simulação do comportamento de painéis de alvenaria. Este modelo baseia-se na Mecânica do Dano Contínuo e incorpora duas variáveis de dano escalares, com evoluções independentes, para caracterizar o estado de tensão de um determinado ponto da estrutura. Essas variáveis, uma associada à tração e outra à compressão, podem assumir valores compreendidos entre 0 e 1, e traduzem a evolução do dano no material, descrevendo assim a sua não linearidade.

3.4.2. DESCRIÇÃO GENÉRICA DO MODELO DE DANO

O conceito de dano pode ser interpretado como uma medida dos defeitos do material, associados a um elemento de superfície interno, sendo a não linearidade do material uma consequência da evolução desses mesmos defeitos. Os escalares da variável de dano, que representam a densidade superficial de defeitos do material, são crescentes ao longo do tempo devido à evolução da degradação do material, e assumem, como referido anteriormente, valores entre 0 e 1: o valor 0 representa o estado virgem do material (não danificado ou elástico), o valor 1 corresponde ao colapso total. Esta evolução da degradação material provoca uma diminuição da área resistente efetiva. Neste contexto, o modelo está intimamente relacionado com o conceito de tensão efetiva ($\bar{\sigma}$), distinto da usual tensão de Cauchy (σ), sendo S a secção resistente total e \bar{S} a secção resistente efetiva (Figura 49).

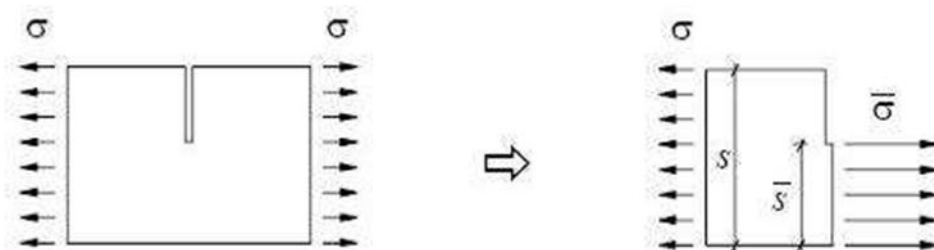


Figura 49 – Distinção entre tensão de Cauchy (σ) e tensão efetiva ($\bar{\sigma}$) para um caso 1D [31].

Da Figura 49 resulta expressão (3):

$$\sigma \times S = \bar{\sigma} \times \bar{S} \Leftrightarrow \bar{\sigma} \times \frac{\bar{S}}{S} \quad (3)$$

Como a variável de dano d representa a densidade superficial dos defeitos do material, obtém-se a equação (4):

$$d = \frac{S - \bar{S}}{S} = 1 - \frac{\bar{S}}{S} \Leftrightarrow \frac{\bar{S}}{S} = 1 - d \quad (4)$$

Logo:

$$\sigma = (1 - d) \times \bar{\sigma} \quad (5)$$

Com o objetivo de distinguir o dano em tração do dano em compressão, e assim considerar a evolução em cada um dos casos de forma independente, é mais apropriado decompor o tensor das tensões efetivas nas suas direções principais: o tensor das trações ($\bar{\sigma}^+$) e o tensor das compressões ($\bar{\sigma}^-$). A cada um dos tensores corresponde uma variável de dano (ao tensor $\bar{\sigma}^+$ corresponde uma variável de dano de tração (d^+) e ao tensor $\bar{\sigma}^-$ corresponde uma variável de dano de compressão (d^-)), cuja evolução é dada por funções monótonas crescentes que traduzem a degradação irreversível do material, com o seguinte domínio de variação (expressão 6):

$$0 \leq (d^+; d^-) \leq 1 \quad (6)$$

A inserção das duas variáveis de dano permite assim reescrever a equação (5) na seguinte forma (expressão (7)):

$$\sigma = (1 - d^+) \times \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \times \bar{\sigma}^- \quad (7)$$

De referir que o Modelo de Dano utiliza, também, dois critérios de dano g^+ e g^- , que controlam a expansão das superfícies de dano. Este controlo é efetuado num espaço unidimensional ao nível da tensão equivalente τ^+ e τ^- , para a tração e compressão, respetivamente.

3.4.2.1. Particularidades do comportamento em tração

O Modelo de Dano Contínuo detém três formas distintas para a definição do ramo pós-pico da lei de comportamento em tração (Figura 50). No primeiro caso (Figura 50 (a)) o ramo pós-pico da curva de

tração é definido por uma função linear. Já no segundo caso (Figura 50 (b)), à semelhança do anterior, é utilizada uma função linear na definição do seu comportamento pós-pico, diferindo apenas do primeiro pela queda abrupta da tensão após se atingir o valor máximo. Por fim, na última situação (Figura 50 (c)) o ramo pós-pico é definido por uma função exponencial.

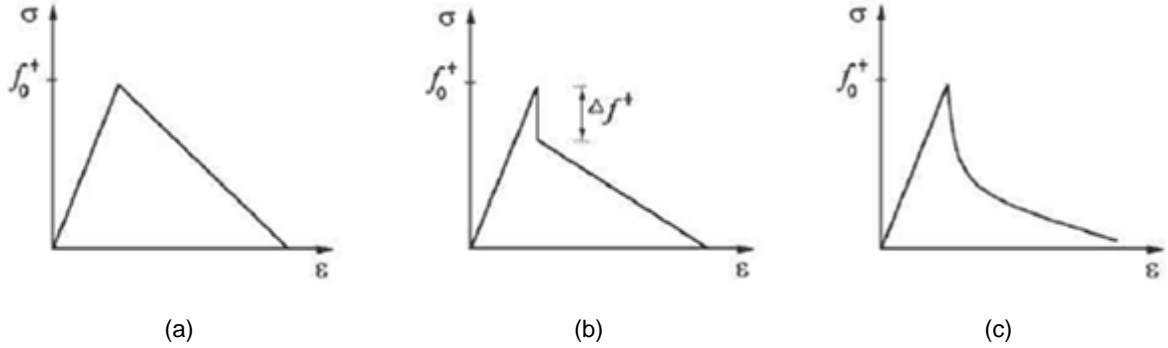


Figura 50 – Alternativas para a definição do comportamento pós-pico em tração [30]: (a) lei linear. (b) lei linear com fator de redução. (c) lei exponencial.

Refira-se que nenhuma das opções apresentadas considera plasticidade no comportamento histerético, ou seja, em ambas as alternativas as descargas dirigem-se para a origem (Figura 51).

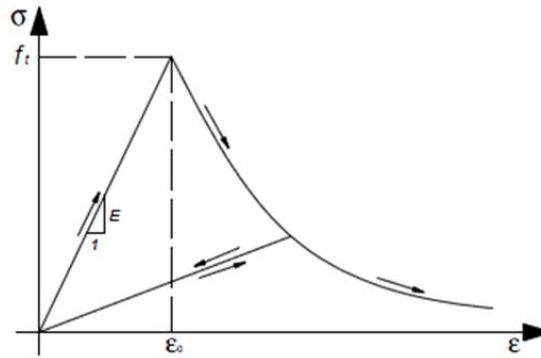


Figura 51 – Representação do comportamento histerético [32].

Na presente dissertação, a lei de comportamento pós-pico em tração adotada foi a lei exponencial (Figura 50 (c)), cuja lei de evolução do dano d^+ é definida pela equação (8):

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} \times e^{A \left(1 - \frac{r^+}{r_0^+} \right)} \quad (8)$$

Na equação (8), o parâmetro r^+ corresponde ao limiar de dano atualizado, isto é o seu valor controla a dimensão das superfícies de dano em expansão. Já r_0^+ condiz ao limiar de dano no estado prévio à aplicação de qualquer carga, e é determinado exclusivamente pelo programa com base nos parâmetros assumidos. Por último, o parâmetro A tem em consideração a energia de fratura G_f que define o

ramo descendente da curva de comportamento em tração. A sua determinação envolve os princípios da mecânica da fenda distribuída, cujo conceito corresponde à consideração da presença de fissuras no material através da adoção de uma extensão fictícia ε^* no elemento fissurado (Figura 52).

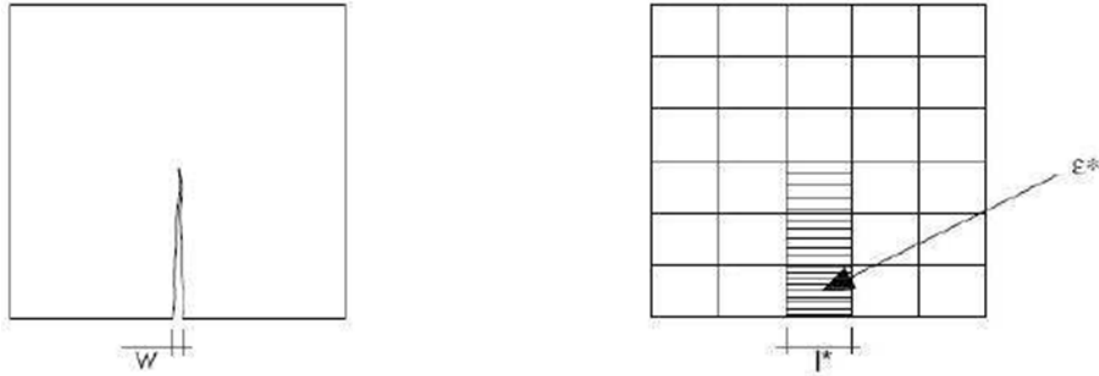


Figura 52 – Representação ilustrativa do conceito de fenda distribuída [32].

$$\varepsilon^* = \frac{w}{l^*} \quad (9)$$

Da análise da Figura 52 constata-se que o tratamento de uma fissura de abertura w através de uma extensão fictícia ε^* fica dependente da largura l^* da banda de fendilhação considerada e, naturalmente, da densidade da malha de elementos finitos. Assim, para um dado elemento de dimensão l_1 , a energia dissipada na abertura de uma fissura de abertura w_u terá de ser igual à energia produzida pela extensão fictícia ε^* (Figura 53).

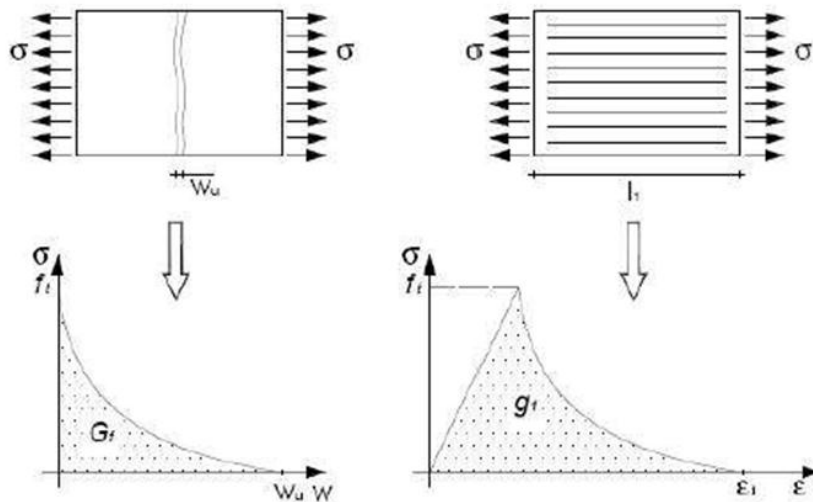


Figura 53 – Energia de fratura em modelos de fenda concentrada e fenda distribuída [32].

Desta forma, o Modelo de Dano Contínuo determina a curva de comportamento à tração através da consideração da energia de fratura g_1 definida pela equação (10).

$$g_1 = \frac{G_f}{l_1} \quad (10)$$

Apesar de no contexto do problema unidimensional a dimensão l_1 da banda de fendilhação assumir a largura correspondente do elemento finito, para problemas mais correntes 2D e, concretamente neste trabalho, para malhas tridimensionais, a representação do caminho de fissuração não é tão simples. Deste modo, no presente trabalho, e uma vez que a malha de elementos finitos é composta por elementos volumétricos com dimensões bastantes díspares entre si, foi utilizado um algoritmo implementado no Cast3M que determina o comprimento equivalente de cada elemento como sendo a raiz cúbica do “*volume de influência*” de cada ponto de Gauss. Assim, o comprimento equivalente é calculado para cada ponto de Gauss de cada elemento; uma vez que foram utilizados elementos volumétricos de 8 nós, com 8 pontos de Gauss (CUB8), existem 8 comprimentos equivalentes por cada elemento.

3.4.2.2. Particularidades do comportamento em compressão

A lei que define o comportamento não linear em compressão é caracterizada pela evolução do parâmetro de dano d^- e é definida de acordo com a expressão (11):

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}} (1 - A^-) - A^- e^{B^- \left(1 - \frac{\bar{\tau}}{r_0^-}\right)} \quad (11)$$

Na expressão (11), o parâmetro r_0^- tem um significado análogo ao do r_0^+ ; os parâmetros A^- e B^- são determinados impondo a passagem da curva de compressão em dois pontos conhecidos. Por conseguinte, a calibração da curva de compressão no Modelo de Dano Contínuo pressupõe não só o conhecimento dos parâmetros materiais conhecidos, como também o conhecimento prévio da curva objetivo.

3.4.3. PARÂMETROS DE DEFINIÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO EM CAST3M

O Modelo de Dano Contínuo, como referido anteriormente, encontra-se implementado no Cast3M [33], um software desenvolvido pelo Departamento de Estudos Mecânicos e Térmicos (DEMT) da Comissão Francesa de Energia Atómica (CEA) para análise estrutural pelo do método dos elementos finitos.

Os parâmetros utilizados pelo Cast3M para a calibração das curvas de comportamento numérico do Modelo de Dano encontram-se enumerados na Tabela 1, divididos em três grupos distintos: parâmetros gerais, parâmetros de tração e parâmetros de compressão. Para cada um deles é feita, posteriormente, uma breve descrição.

Tabela 1 – Parâmetros para definição do Modelo de Dano Contínuo em Cast3M.

	Parâmetro	Descrição
Parâmetros Gerais	YOUN	Módulo de Elasticidade
	RHO	Densidade do Material
	NU	Coefficiente de Poisson
Parâmetros de Tração	NCRI	Critério de Amaciamento em Tração
	HLEN	Comprimento Efetivo dos Elementos Finitos
	GVAL	Energia de Fratura
	FTUL	Tensão Máxima Resistente de Tração
	RDEC	Fator de Redução da Tração de Pico
Parâmetros de Compressão	FC01	Tensão Limite de Elasticidade em Compressão
	RT45	Rácio de Compressão Equi-Biaxial
	FCU1	Tensão Máxima Resistente de Compressão
	EXT1	Extensão do Ponto de Ajuste 1 (Ponto A)
	STR1	Tensão do Ponto de Ajuste 1 (Ponto A)
	EXT2	Extensão do Ponto de Ajuste 2 (Ponto B)
	STR2	Tensão do Ponto de Ajuste 2 (Ponto B)
	EXTP	Extensão de Referência para a Plasticidade
	STRP	Tensão de Referência para a Plasticidade

• Parâmetros Gerais

Os parâmetros gerais do Modelo de Dano Contínuo correspondem aos valores que não estão diretamente relacionados com o comportamento não linear, mas que são fundamentais para a análise do comportamento linear elástico, tais como: módulo de elasticidade (YOUN), densidade do material

(RHO) e coeficiente de Poisson (NU). Dos parâmetros referidos, apenas o valor YOUN tem influência nas curvas de comportamento numéricas, impondo a inclinação das mesmas na fase elástica. Os restantes parâmetros, RHO e NU, apenas são utilizados no cálculo estrutural.

- **Parâmetros de tração**

Os parâmetros que definem a curva de comportamento à tração são:

- Parâmetro FTUL:

Representa o valor da tensão de tração máxima resistente. A zona pré-pico da curva de tração é definida através deste parâmetro, juntamente com o valor do módulo de elasticidade (YOUN), uma vez que este caracteriza a inclinação da reta da lei do comportamento linear elástico do material tracionado.

- Parâmetro NCRI e RDEC:

O parâmetro NCRI define o tipo de ramo pós-pico da curva de tração, isto é, se NCRI for igual à unidade, situação adotada no presente trabalho, o programa Cast3M assume uma lei exponencial para o traçado pós-pico; se for igual a 2, adota uma lei linear. Nesta última situação, caso se pretenda que a curva de tração apresente uma quebra abrupta quando é atingida a tensão de pico, é necessário definir o factor de redução da tração de pico (REDC).

- Parâmetro GVAL e HLEN:

Após definida a lei de comportamento a utilizar na zona pós-pico, o traçado efetivo deste ramo é determinado através da imposição do valor da energia de fratura do material (GVAL), e do comprimento efetivo (HLEN) intrínseco à consideração da mecânica da fenda distribuída. O quociente entre estes dois parâmetros (GVAL / HLEN) permite obter a área total sob a curva de tração, representada na Figura 53.

- **Parâmetros de Compressão:**

A calibração da curva de compressão é mais complicada de efetuar que a curva de tração, isto porque a sua definição abrange mais parâmetros que anterior. Esses parâmetros são:

- Parâmetro RT45:

O parâmetro RT45 está associado ao efeito de compressão equi-biaxial e permite traduzir o aumento do valor da tensão limite de elasticidade, caso o material se encontre comprimido biaxialmente. Uma vez que este efeito, na presente dissertação, foi, de forma conservativa, desprezado, considerou – se este parâmetro igual a 1.

- Ponto 0, A, B e P:

Os restantes parâmetros que definem a curva de compressão permitem fixar pontos na curva, segundo alguns pressupostos intrínsecos ao Modelo de Dano, fazendo com que o seu traçado passe por esses pontos. Na Figura 54 destacam-se os pontos de ajuste da curva (0, A, B e P) sobre uma curva tipo de compressão, assinalando-se os parâmetros que os definem.

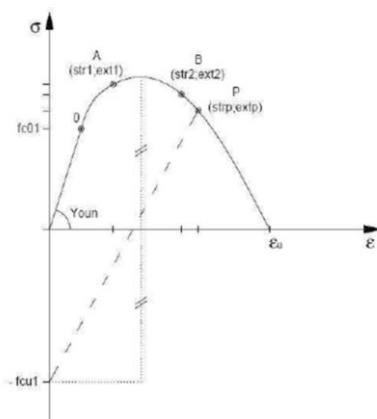


Figura 54 – Pontos de ajuste da curva de compressão [18].

○ Parâmetro FC01 (Ponto 0):

O ponto 0 é definido pela Lei de Hooke, a partir dos valores do módulo de elasticidade (YOUN) e da tensão limite de elasticidade em compressão (FC01), e representa a fronteira entre a zona de comportamento linear elástico e a zona de comportamento não linear. A curva de compressão é, portanto, constituída por dois ramos: o primeiro ramo corresponde a uma reta que une a origem ao ponto 0; o segundo ramo, por sua vez, corresponde a uma parábola que resulta do ajuste de três pontos (0, A e B). Relativamente à variação do valor de FC01, esta deve ser efetuada de forma cuidadosa e tendo sempre em consideração a variação dos restantes parâmetros que definem os outros pontos de ajuste da curva. Quando o valor de FC01 é significativamente baixo em relação às ordenadas dos restantes pontos, é ativada a “truncagem” das curvas, fazendo com que a transição da reta que expressa o comportamento linear elástico para a parábola que traduz o comportamento não linear seja realizada com o auxílio de uma reta (Figura 55). Este efeito resulta do facto da implementação do Modelo de Dano em Cast3M pretender sempre definir uma curva, independentemente dos parâmetros introduzidos.

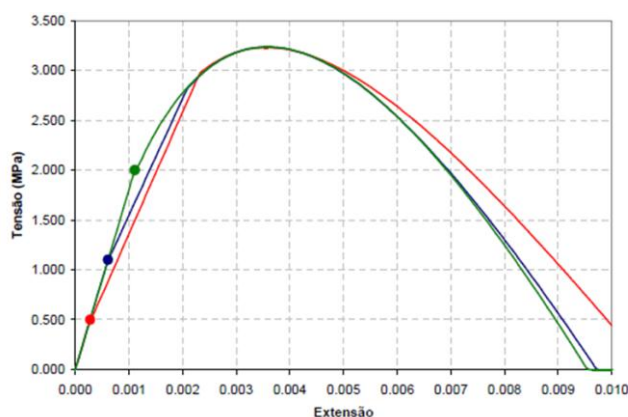


Figura 55 – Influência da variação de FC01 na definição curva de compressão [18].

○ Parâmetros EXT1, STR1 (Ponto A), EXT2 e STR2 (Ponto B):

Os pontos A e B, simultaneamente com o ponto 0, permitem ajustar a parábola que traduz o comportamento não linear do material, e, como tal, devem ser posicionados de modo a que se situem

sobre a curva material conhecida, à qual se pretende aproximar a curva numérica. Relativamente ao ponto A, este corresponde, geralmente, a um ponto situado antes do pico da curva, ao contrário do ponto B que, por sua vez, se encontra, por norma, após o pico da mesma. Por vezes, sempre que se justifique, ambos os pontos podem posicionados antes ou depois do pico. A escolha da posição relativa destes pontos é de todo importante, uma vez que influencia fortemente as características de ductilidade e o valor da tensão de pico, tal como se pode observar na Figura 56. Uma vez que o valor da tensão resistente da curva numérica não é dado pelo parâmetro FCU1, tal como será adiante elucidado, o ajuste do posicionamento destes pontos, A e B, deve ainda ser realizado de modo a que a tensão máxima se aproxime o mais possível do valor de resistência pretendido.

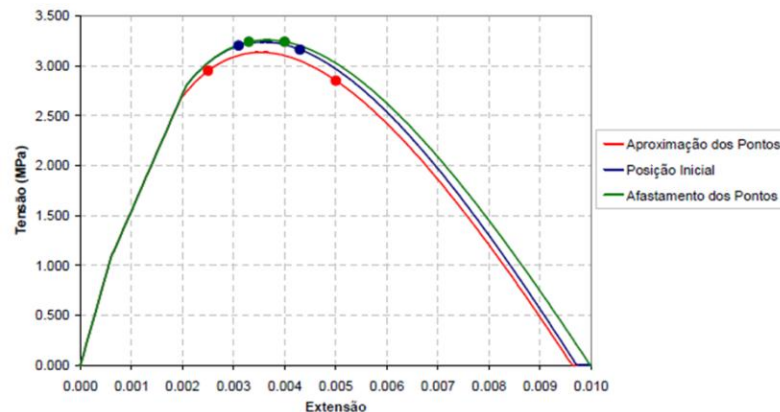


Figura 56 – Influência dos pontos A e B na definição da curva de compressão [18].

○ Parâmetros EXTP, STRP (Ponto P) e FCU1:

A posição escolhida para o ponto P não tem qualquer influência na configuração da curva envolvente monotónica, sendo apenas importante para a definição da rigidez de descarga e recarga do material quando submetido a ações cíclicas (Figura 57).

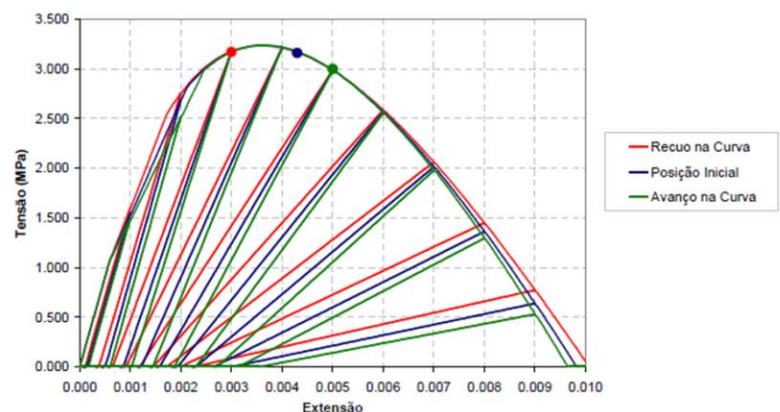


Figura 57 – Influência da variação do ponto P na definição da rigidez das descargas e recargas [18].

Apesar do ponto P não ser usado diretamente na definição da envolvente monotónica, a sua posição pode ativar o efeito de “truncagem”, referido anteriormente na exposição do ponto 0 (parâmetro FC01). Nesta situação, o ponto 0 não é utilizado para determinar a parábola que constitui a curva, podendo a variação do ponto P provocar um ligeiro desvio da envolvente monotónica (Figura 57).

No que respeita às coordenadas do ponto P, estas devem ser arbitradas de modo a que o ponto se situe sobre a curva de comportamento. Todavia, o Modelo de Dano Contínuo, tal como se encontra implementado no Cast3M [33], permite que este ponto se localize numa outra posição que não sobre a curva, obviando as dificuldades inerentes à determinação das coordenadas de um ponto situado sobre a curva numérica.

3.5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO

Com base na informação exposta no corrente capítulo, o material alvenaria de pedra considerado na presente dissertação foi simulado através do Modelo de Dano Contínuo apresentado anteriormente (implementado no programa de cálculo Cast3M), optando-se por um modelo contínuo onde as várias componentes da parede (pedra, enchimento e juntas) são simuladas considerando-as como parte de um material único e homogéneo.

Assim, na simulação da alvenaria de pedra considerou-se um único material com as propriedades mecânicas indicadas na Tabela 2. Os valores adotados para cada um dos parâmetros foram obtidos através de várias experiências laboratoriais realizadas por Celeste Almeida no âmbito da sua tese de doutoramento [34].

Tabela 2 – Valores adotados para a definição do modelo de dano contínuo em Cast3M.

	Parâmetro	Valor	Unidades
Parâmetros Gerais	YOUN	0.35E9	Pa
	RHO	1850	Kg/m ³
	NU	0.2	-
Parâmetros de Tração	NCRI	1	
	HLEN		
	GVAL	50	
	FTUL	0.55E5	Pa
	REDC	1	-
	FC01	-0.8E6	Pa
Parâmetros de Compressão	RT45	1	-
	FCU1	-40.0E6	Pa
	EXT1	-0.0110	-
	SRT1	-2.30E6	Pa
	EXT2	-0.0150	-
	STR2	-2.30E6	Pa
	EXTP	-0.022	-
	STRP	-3.30E6	Pa

As curvas de comportamento do material, à tração e compressão, associada às características adotadas, encontram-se ilustradas nas Figuras 58 e 59, respetivamente.

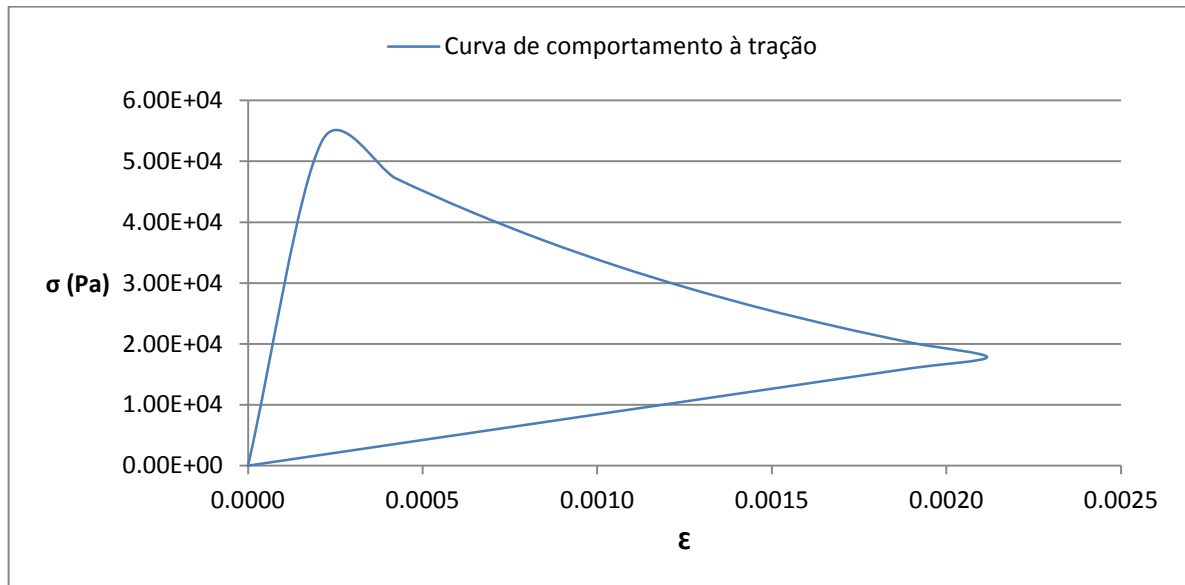


Figura 58 – Curva de comportamento à tração adotada para o material alvenaria de pedra.

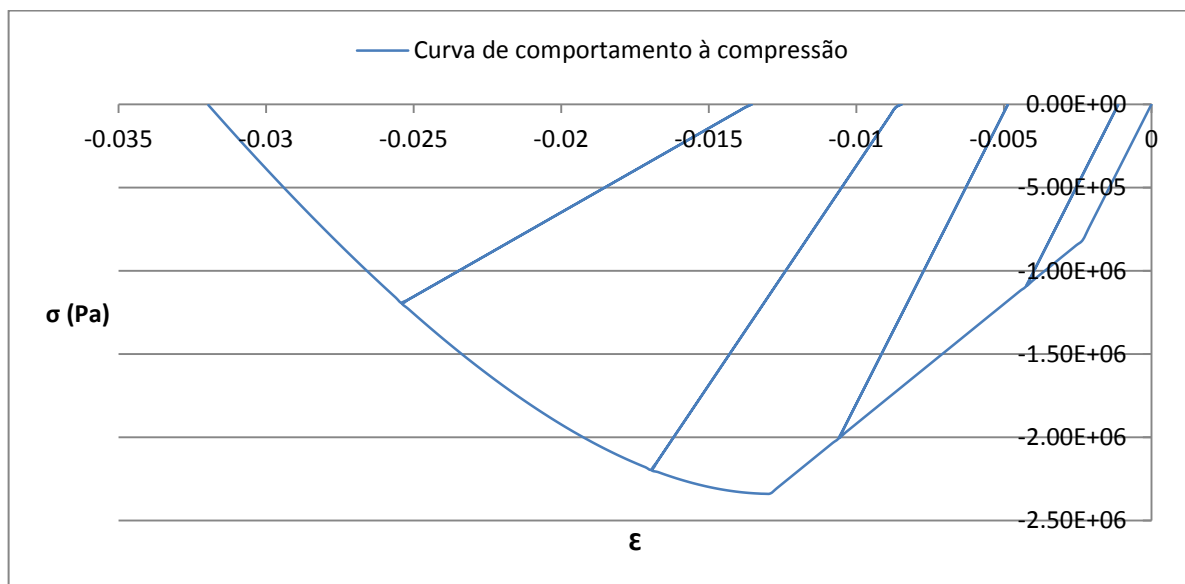


Figura 59 – Curva de comportamento à compressão adotada para o material alvenaria de pedra.

4 ANÁLISE SÍSMICA DE UM PAINEL DE ALVENARIA DE PEDRA

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se avaliar o efeito da componente vertical da ação sísmica em paredes de alvenaria de pedra. Assim, são expostos os aspetos mais relevantes relacionados com a avaliação da resposta dinâmica destes elementos estruturais, com o intuito de procurar melhor compreender o efeito da componente da ação sísmica vertical no seu comportamento.

A análise do comportamento de uma estrutura deve ser sustentada numa modelação numérica adequada, de modo a que seja possível reproduzir os aspetos fundamentais da sua resposta. Neste contexto, e como primeira abordagem ao assunto em análise, foi considerado um painel de parede de geometria simples, retangular, sem aberturas: 1.5m de largura, 0.3m de espessura e 3.0m de altura, constituído por alvenaria de pedra representativa das construções antigas da cidade do Porto.

Este painel, designado por PA1, foi considerado encastrado na base e simulado através de elementos finitos volumétricos de 8 nós (com 3 graus de liberdade de translação por nó), Figura 60, sendo constituído por um material único com propriedades mecânicas ajustadas às da alvenaria de pedra que se pretendia simular e que podem ser consultadas na Tabela 2 (ver capítulo 3).

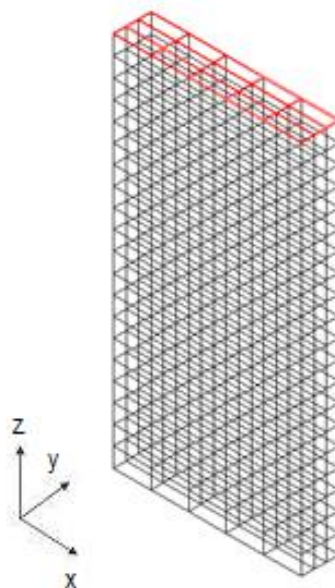


Figura 60 – Modelo de elementos finitos da parede PA1.

De modo a simular a descarga de um piso superior na parede resistente PA1, e assim dotar a parede de frequências de vibração mais próximas das frequências de uma estrutura corrente de alvenaria de pedra, foi considerada uma massa adicional de 2497.5Kg uniformemente distribuída no topo da parede simulada através de uma camada de elementos de espessura reduzida, 1cm (elementos a vermelho da Figura 60). Para esses elementos adicionais, e ao contrário do que é assumido para o material constitutivo do painel, considerou-se um modelo de comportamento linear elástico com as propriedades indicadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores adotados para a definição da massa adicional no topo da parede.

	Parâmetro	Valor	Unidades
Parâmetros Gerais	YOUN	0.35E9	Pa
	RHO	655E3	Kg/m ³
	NU	0.2	-

4.2. ANÁLISE MODAL

Quando se pretende realizar a análise sísmica de uma dada estrutura, o primeiro passo deve ser a determinação dos seus modos de vibração, com o intuito de conhecer o valor das suas frequências naturais, bem como as respetivas deformadas modais. Este passo é de extrema importância, uma vez que permite tomar decisões fundamentais na avaliação sísmica da estrutura, nomeadamente sobre o passo de integração e o tipo de sismo mais danoso para a estrutura.

A análise modal da parede PA1, tal como todos os cálculos efetuados no desenvolvimento da corrente dissertação, foi realizada no contexto do programa de cálculo Cast3M, tendo-se determinado os primeiros 6 modos de vibração. Os resultados dessa análise modal encontram-se na Tabela 4, onde são indicados, não só os valores das frequências de vibração, mas também para cada modo de vibração n os valores da Massa Modal (M_n) e do Fator Modal de Excitação Sísmica (L_n), calculados pelas expressões (12) e (13), respetivamente:

$$M_n = \underline{\phi}_n^T \times \underline{M} \times \underline{\phi}_n \quad (12)$$

$$L_n = \underline{\phi}_n^T \times \underline{M} \times \{d\} \quad (13)$$

em que:

$\underline{\phi}_n$ representa o vetor da deformada modal do modo n ;

\underline{M} representa a matriz massa da parede;

$\{d\}$ representa o vetor com valores unitários nas direções da ação a considerar;

M_t representa o valor da massa total da parede.

Tabela 4 – Frequências e participações modais da parede PA1.

Modo	f (Hz)	M _n (Kg)	L _n (Kg)		
			x	y	z
1	1.098	3077.6	0.0	3429.4	0.0
2	4.694	3208.5	3463.6	0	0
3	5.076	1156.0	0.0	0.0	0.0
4	10.962	1136.0	0.0	836.6	0.0
5	19.894	3385.9	0.0	0.0	3803.4
6	21.118	471.82	0.0	0.0	0.0

Na Figura 61 são apresentadas as deformadas modais resultantes da análise modal efetuada.

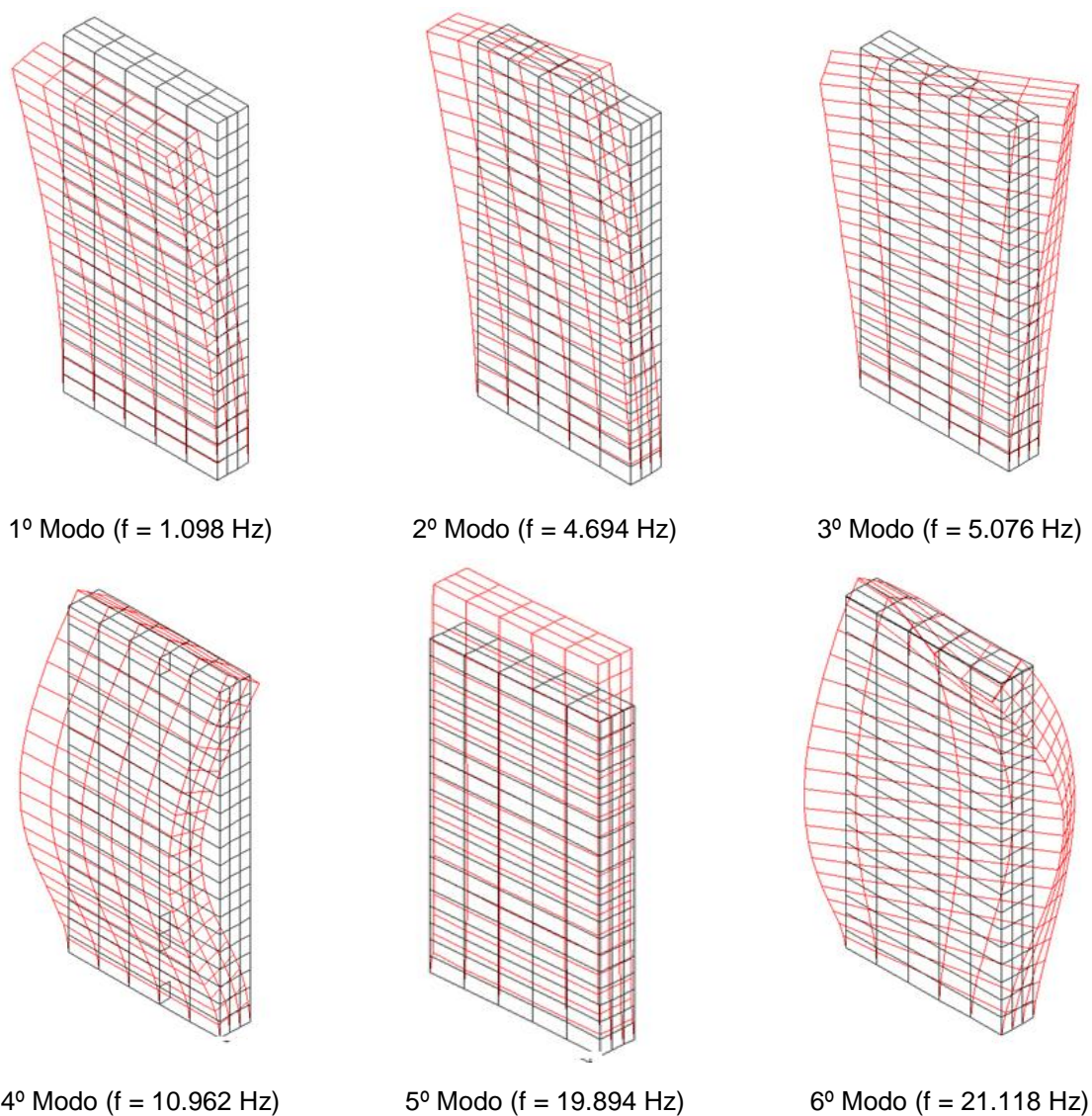


Figura 61 – Deformadas modais obtidas para a parede PA1.

4.3. ACELEROGRAMAS

A análise sísmica de uma estrutura consiste na determinação da resposta (em termos de deformações, tensões, etc.) resultante da aplicação de uma série de acelerogramas na base da estrutura. A escolha adequada de acelerogramas constitui, assim, um dos passos mais importantes para uma correta e eficiente análise sísmica.

No presente caso, a análise do comportamento sísmico da parede PA1 foi efetuada a partir da resposta à ação de acelerogramas, representando ações sísmicas horizontais e verticais, de dois tipos: gerados artificialmente a partir dos espectros de resposta propostos pelo Eurocódigo 8 (EC8) e retirados de bases de dados de sismos reais.

4.3.1. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

Os acelerogramas representativos dos sismos artificiais (SA) foram obtidos através do programa SIMQKE que permite gerar, automaticamente e de acordo com o EC8, acelerogramas representativos dos tipos de ação sísmica regulamentares: ação sísmica do Tipo 1 e ação sísmica do Tipo 2. Segundo o EC8 [35], a ação sísmica do Tipo 1 (sismos afastados) prolonga-se mais no tempo, apresentando acelerações sísmicas inferiores às da ação sísmica do Tipo 2 (sismos próximos) que é temporalmente mais curta. Para além disso, esta última apresenta um espectro de resposta com maior conteúdo nas frequências mais altas quando comparado com o da ação sísmica Tipo 1. Estes acelerogramas dependem, fundamentalmente, da zona do território onde se localiza a estrutura, assim como do tipo de terreno no qual se encontra fundada.

Na presente dissertação, com o objetivo de estudar de forma particular o efeito da ação sísmica vertical, e uma vez que este é mais intenso em zonas mais próximas do epicentro (sismos próximos), foi assumido que a parede PA1 se localizava na Zona Sísmica 2.1 dos Açores, Ilha do Faial (Figura 62), e que o terreno de fundação era do Tipo A (terreno rochoso). Destaque-se que o regulamento apenas considera para os Açores a ação sísmica do Tipo 2, e que a respetiva aceleração máxima de referência, para a Ilha do Faial, assume valor de 2.5m/s^2 .

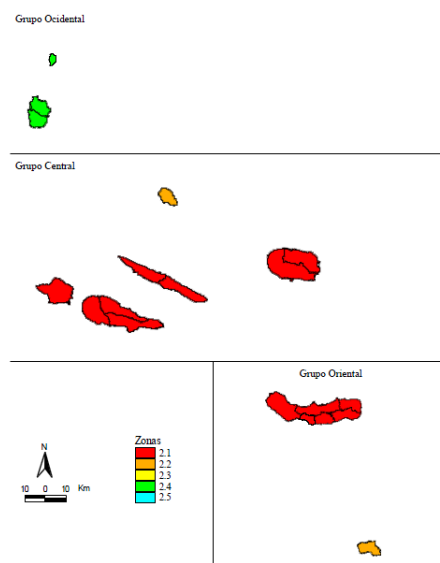


Figura 62 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (ação sísmica Tipo 2).

Relativamente aos acelerogramas gerados a partir dos pressupostos assumidos, apenas foram selecionados dois: um para as componentes horizontais (x e y) e outro para a componente vertical (z). Por opção, para as componentes horizontais foi escolhido o mesmo acelerograma, variando apenas a direção de atuação do sismo. Para a componente vertical (z) foi escolhido um acelerograma diferente do selecionado para as componentes horizontais, uma vez que a componente vertical do sismo é definida através de um espectro regulamentar de resposta específico. Note-se que este estudo não pretende realizar qualquer dimensionamento ou avaliação de segurança, não se considerando nesta análise, quer por questões de tempo, quer por dificuldade de análise de um grande número de resultados, o número de sismos indicados no EC8 para esse efeito.

A cada um dos acelerogramas foi atribuída, de acordo com a sua direção de atuação, uma designação diferente:

- SAX – sismo artificial na direção horizontal x;
- SAY – sismo artificial na direção horizontal y;
- SAZ – sismo artificial na direção vertical z.

Nas figuras que se seguem, apresentam-se os acelerogramas adotados (Figura 63), assim como os respetivos espectros de resposta, sendo estes últimos confrontados com os espectros regulamentares do EC8 (Figura 64).

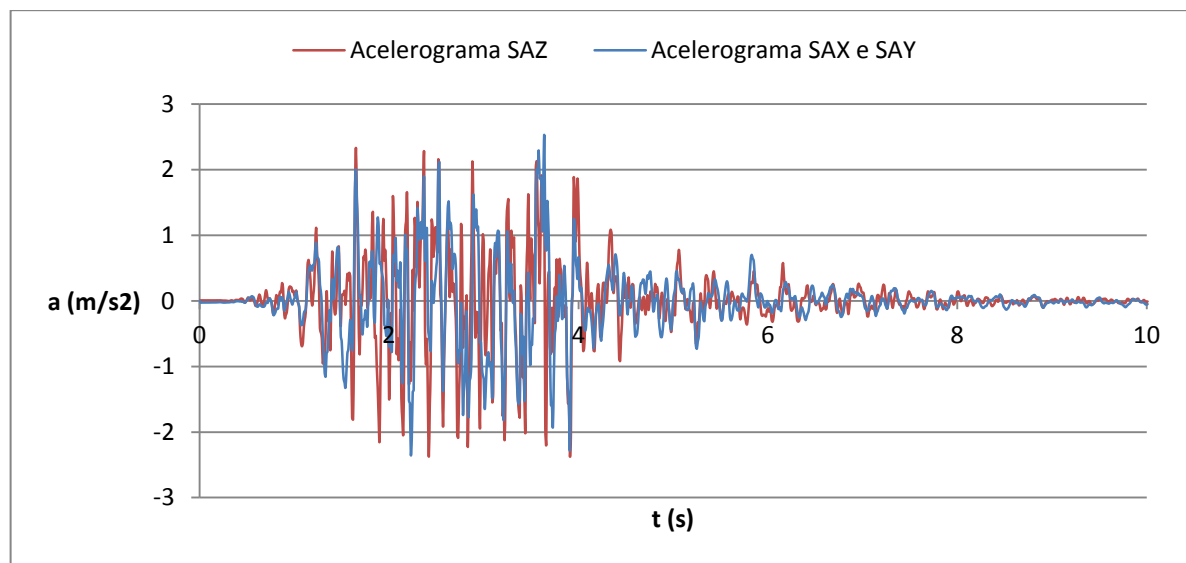


Figura 63 – Acelerogramas SAX, SAY e SAZ correspondentes ao sismo artificial.

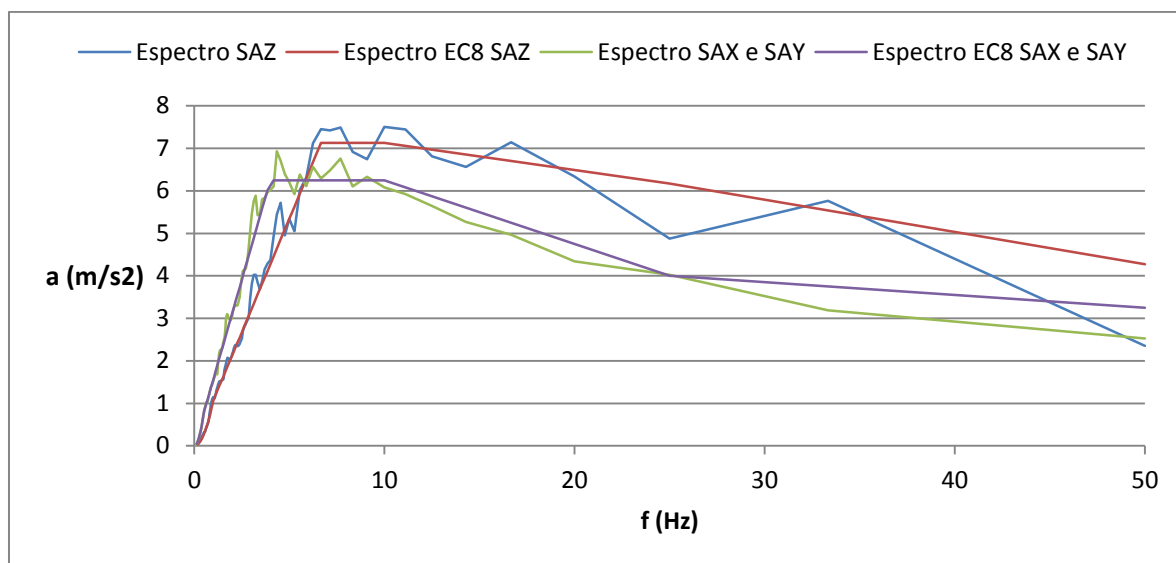


Figura 64 – Espectros de resposta dos acelerogramas SAX, SAY e SAZ, confrontados com o respetivo espectro regulamentar (EC8).

4.3.2. ACELEROGRAMAS REAIS

Os acelerogramas utilizados no estudo da parede PA1 que caracterizam o sismo real (SR) foram obtidos a partir da Aplicação Web SelEq, que está a ser desenvolvida na FEUP. O SelEq, a partir da definição de múltiplos critérios de pesquisa, permite a visualização e manipulação de acelerogramas utilizando bases de dados de sinais sísmicos ocorridos no passado.

Na presente dissertação, e para o estudo do comportamento sísmico da parede PA1, foram escolhidos acelerogramas correspondentes ao sismo ocorrido em 1994 em Northridge, cidade de Los Angeles, Califórnia. Tratou-se de um sismo próximo (distância ao epicentro de cerca de 5Km), cujo pico de magnitude foi de 6.7 na escala de Richter. A escolha deste sismo, em particular destes acelerogramas, resultou da vontade de considerar uma ação sísmica que apresentasse uma componente vertical importante que pudesse influenciar de forma expressiva a resposta da estrutura.

De destacar que, contrário dos SA, as componentes horizontais x e y do SR são caracterizadas por diferentes acelerogramas em correspondência com leituras efetuadas em simultâneo para as duas direções, num mesmo ponto. Assim, e tal como o realizado para o SA, foi atribuída uma designação diferente a cada um dos acelerogramas:

- SRX – sismo real na direção horizontal x;
- SRY – sismo real na direção horizontal y;
- SRZ – sismo real na direção vertical z.

Nas figuras que se seguem estão ilustrados os acelerogramas que caracterizam o SR escolhido para a análise da parede PA1 (Figura 65 e Figura 66), assim como os respetivos espectros de resposta (Figura 67 e Figura 68).

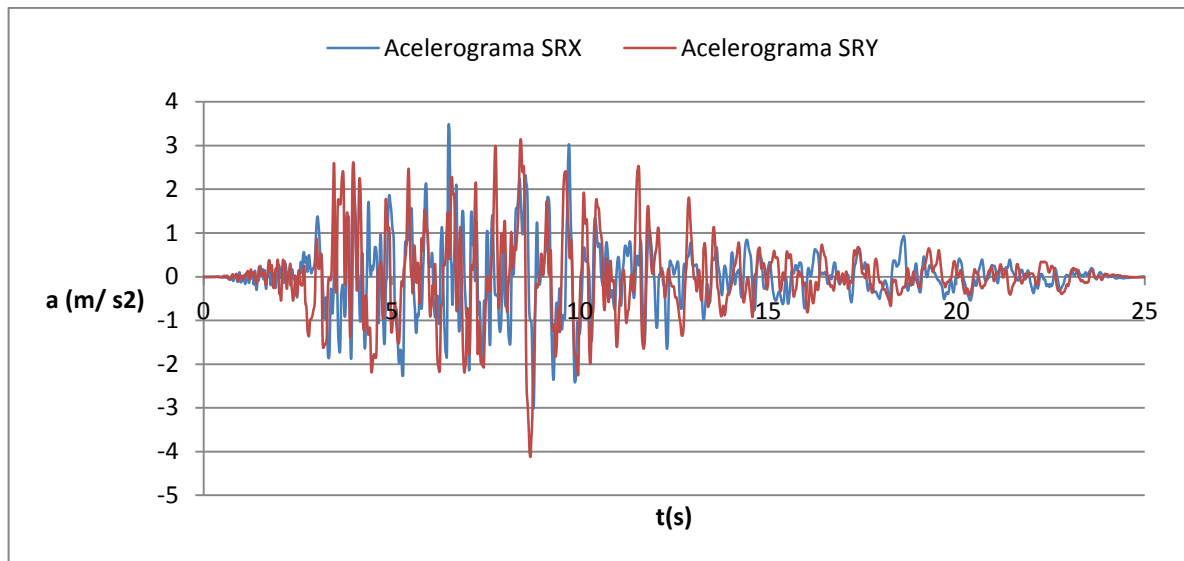


Figura 65 – Acelerogramas SRX e SRY correspondentes ao sismo real.

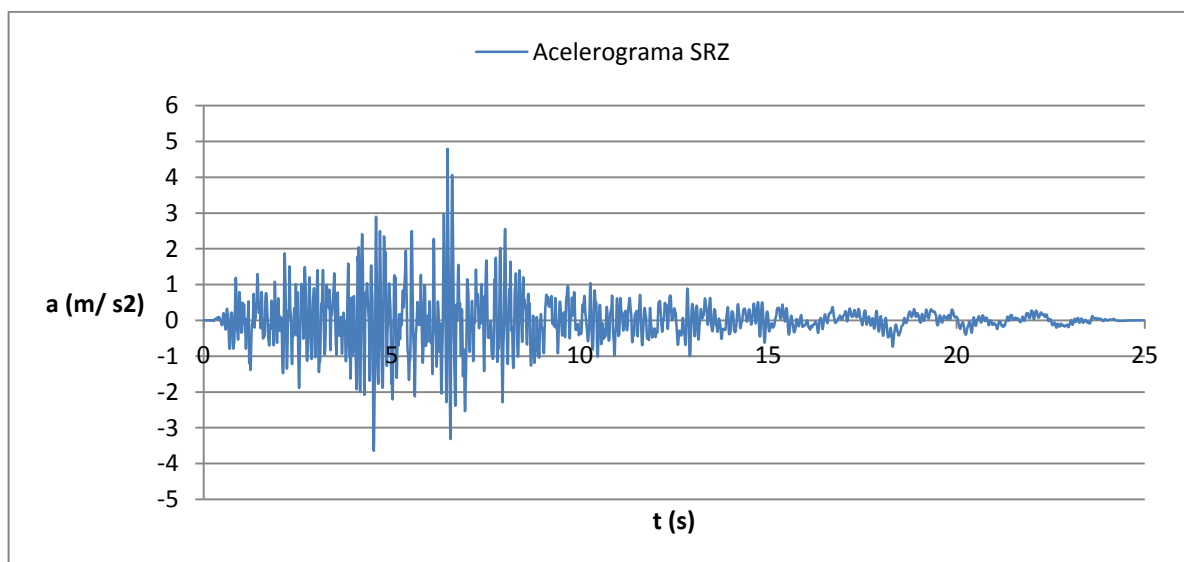


Figura 66 – Acelerograma SRZ correspondente ao sismo real.

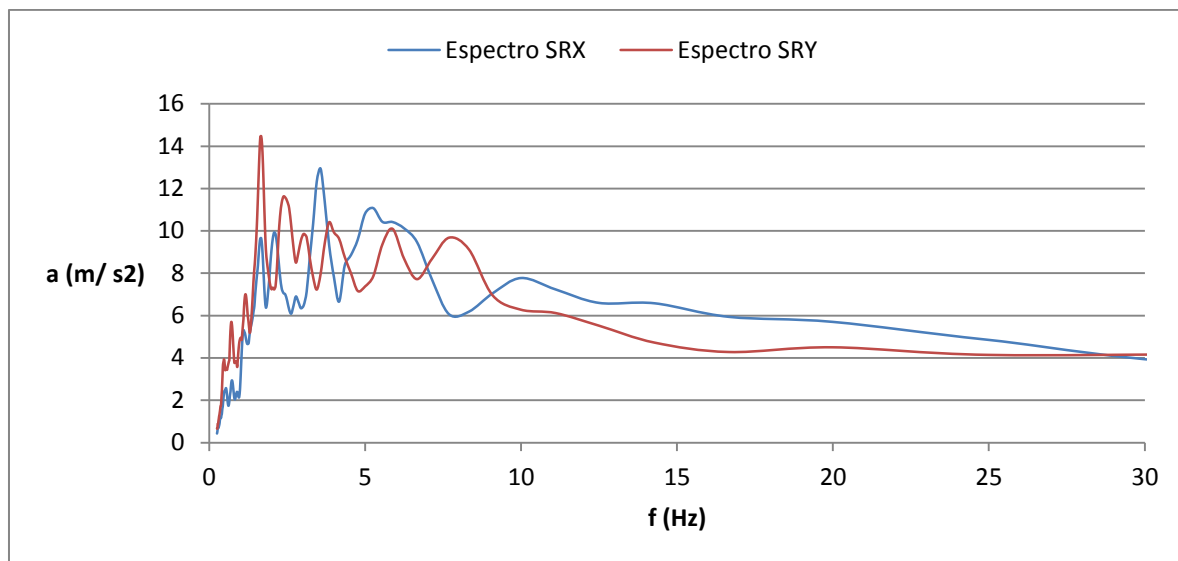


Figura 67 – Espectros de resposta do acelerogramas SRX e SRY.

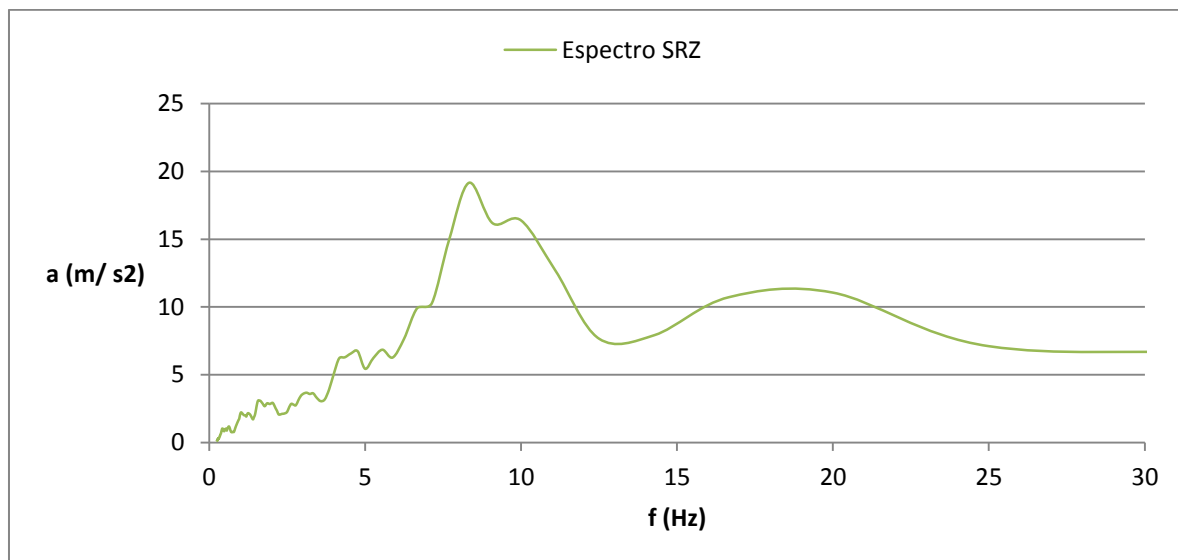


Figura 68 – Espectro de resposta do acelerograma SRZ.

4.4. AÇÕES SÍSMICAS

Com o objetivo de compreender o efeito da ação sísmica vertical nas estruturas de alvenaria de pedra, neste estudo foram consideradas as seguintes combinações de direções de atuação sísmica:

- SAX – componente horizontal x do SA a atuar isoladamente;
- SAZ – componente vertical z do SA a atuar isoladamente;
- SAX+SAZ – componentes x e z do SA a atuarem em simultâneo;
- 2.5xSAZ – componente vertical z do SA majorada de 2.5 e a atuar isoladamente;
- SAX+2.5xSAZ – componentes x e 2.5 z do SA a atuarem em simultâneo;
- SAY – componente horizontal y do SA a atuar isoladamente;
- SAY+SAZ – componentes y e z do SA a atuarem em simultâneo;
- SAY+SAZ – componentes y e z do SA a atuarem em simultâneo;

- SAY+2.5xSAZ – componentes y e 2.5 z do SA a atuarem em simultâneo;
- SRX – componente horizontal x do sismo real (SR) a atuar isoladamente;
- SRZ – componente horizontal z do SR a atuar isoladamente;
- SRX+SRZ – componentes x e z do SR a atuarem em simultâneo;
- SRY – componente horizontal y do SR a atuar isoladamente;
- SRY+SRZ – componentes y e z do SR a atuarem em simultâneo.

Pretende-se que estas combinações permitam não só avaliar o efeito que a componente direcional z dos sismos considerados provoca na parede em estudo, como também fazer uma análise comparativa entre os efeitos da ação sísmica vertical e das ações sísmicas horizontais. Repare-se que a componente vertical do sismo, para algumas ações dinâmicas consideradas na corrente investigação, foi majorada por 2.5, com o intuito de agravar o efeito desta componente na resposta estrutural da parede PA1. Note-se que tal consideração não corresponde a nenhuma situação real, ou regulamentar, mas constitui um exercício académico que se pretende que possa auxiliar na retirada de conclusões.

Na realidade, e apesar de não terem sido consideradas no presente trabalho, o EC8 propõe as seguintes combinações das componentes direcionais da ação sísmica para dimensionamento e (ou) avaliação de segurança estrutural (expressões 14, 15 e 16):

$$E_{Edx} + 0.30 \times E_{Edy} + 0.30 \times E_{Edz} \quad (14)$$

$$0.30 \times E_{Edx} + E_{Edy} + 0.30 \times E_{Edz} \quad (15)$$

$$0.30 \times E_{Edx} + 0.30 \times E_{Edy} + E_{Edz} \quad (16)$$

em que “+” significa “combinar com” e E_{Edx} , E_{Edy} e E_{Edz} representam os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo os eixos x, y e z, respetivamente.

4.5. ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica da parede PA1 foi realizada através da integração das equações de equilíbrio dinâmico ao longo do tempo, recorrendo a um método implícito de integração passo-a-passo que se encontra implementado no Cast3M, e que se baseia no método de Newmark.

4.5.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

O equilíbrio de uma estrutura num determinado instante, quando submetida a uma ação variável no tempo (ação dinâmica), é estabelecido pela seguinte equação (17):

$$M \times \ddot{u}_t + C \times \dot{u}_t + K \times u_t = f_t \quad (17)$$

em que M , C e K correspondem, respetivamente, à matriz de massa, matriz de amortecimento e matriz de rigidez da estrutura, cujas dimensões estão associadas ao numero de graus de liberdade do sistema. Já \ddot{u}_t , \dot{u}_t , u_t representam aos vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos no instante t , respetivamente, resultantes da ação de forças dinâmicas exteriores aplicadas nesse mesmo instante e representadas pelo vetor f_t .

4.5.2. MÉTODO DE NEWMARK

O método de Newmark parte do pressuposto que a aceleração é constante num determinado intervalo de tempo considerado, isto é, que a velocidade varia de forma linear. Assim, e considerando que todos os parâmetros no instante t são conhecidos, a velocidade e o deslocamento no instante $(t + \Delta t)$ são determinados pelas expressões (18) e (19):

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [\gamma \times \ddot{u}_{t+\Delta t} + (1 - \gamma) \times \ddot{u}_t] \times \Delta t \quad (18)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t \times \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \times \ddot{u}_t + \beta \times \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \times \Delta t^2 \quad (19)$$

em que γ e β são dois parâmetros de ajuste que permitem garantir a estabilidade e a exatidão do método, sendo que γ permite ajustar o valor da velocidade, e β o valor do deslocamento. Na presente dissertação considerou-se $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$, como proposto pela bibliografia, valores que tornam este método estável [12].

A integração segundo o método de Newmark implica a adoção de um intervalo de tempo, que vai ter reflexos na precisão do resultado. Este intervalo de tempo a considerar depende do conteúdo em frequências da estrutura e da ação sísmica, e é dado pela expressão (20):

$$\Delta t \leq \frac{1}{f_{\max} \times 10} \quad (20)$$

em que f_{\max} corresponde ao valor da máxima frequência suscetível de excitar a estrutura. Deste modo, e tendo em consideração a análise modal realizada previamente, foi admitido que a parede PA1 responderia com participação de frequências até aos 20 Hz (1º modo com componente importante na direção vertical), obtendo-se assim um valor de $\Delta t = 0.005$.

Considerando um intervalo de tempo $[t, t + \Delta t]$, a equação (17) pode ser reescrita da seguinte forma (equação (21)):

$$M \times \Delta \ddot{u}_{t+\Delta t} + C \times \Delta \dot{u}_{t+\Delta t} + K \times \Delta u_{t+\Delta t} = \Delta f_{t+\Delta t} \quad (21)$$

em que $\Delta f_{t+\Delta t}$ representa o acréscimo das forças exteriores para o intervalo considerado.

A resolução da equação anterior é efetuada considerando os incrementos de acelerações e velocidades dados pelas expressões (22) e (23):

$$\Delta \ddot{u}_{t+\Delta t} = \ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t = -\frac{1}{\beta \times \Delta t} \times \dot{u}_t - \frac{1}{2 \times \beta} \times \ddot{u}_t + \frac{1}{\beta \times \Delta t^2} \times \Delta u_{t+\Delta t} \quad (22)$$

$$\Delta \dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_{t+\Delta t} - \dot{u}_t = -\frac{\gamma}{\beta} \times \dot{u}_t - \left(\frac{\gamma}{2 \times \beta} - 1 \right) \times \ddot{u}_t \times \Delta t + \frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} \times \Delta u_{t+\Delta t} \quad (23)$$

em que $\Delta u_{t+\Delta t} = u_{t+\Delta t} - u_t$. Desagregando as contribuições associadas ao instante t das correspondentes ao instante $t + \Delta t$, as expressões (24) e (25) podem tomar, respetivamente, o seguinte aspeto:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \tilde{\ddot{u}}_t + \frac{1}{\beta \times \Delta t^2} \times \Delta u_{t+\Delta t} \quad (24)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \tilde{\dot{u}}_t + \frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} \times \Delta u_{t+\Delta t} \quad (25)$$

onde:

$$\tilde{\ddot{u}}_t = -\frac{1}{\beta \times \Delta t} \times \dot{u}_t - \left(\frac{1}{2 \times \beta} - 1 \right) \times \ddot{u}_t \quad (26)$$

$$\tilde{\dot{u}}_t = -\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \times \dot{u}_t - \Delta t \times \left(\frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} - 1 \right) \times \ddot{u}_t \quad (27)$$

Substituindo, para o instante $t + \Delta t$, as fórmulas (22) a (25) na equação (21), obtêm-se a expressão (28):

$$\left(\frac{1}{\beta \times \Delta t^2} \times M + \frac{\gamma}{2 \times \beta} \right) \times \Delta u_{t+\Delta t} + K \times (u_t + \Delta u_{t+\Delta t}) = f_{t+\Delta t} - M \times \tilde{\ddot{u}}_t - C \times \tilde{\dot{u}}_t \quad (28)$$

A resolução desta última equação passa pela determinação da variação incremental do vetor de deslocamentos $\Delta u_{t+\Delta t}$, que tem de ser obtido por um processo iterativo, uma vez que o vetor das forças resistentes internas (associado à matriz K) tem uma dependência não linear do vetor de deslocamentos atualizado ($u_{t+\Delta t}$). O método utilizado na resolução deste problema não linear foi o método de Newton-Raphson.

4.5.3. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH (ξ)

Como é possível deduzir após a breve explicação apresentada na presente secção, para a realização dos cálculos numéricos no programa Cast3M, nomeadamente aqueles que seguem o algoritmo exposto anteriormente (Newmark e Newton-Raphson), é fundamental o conhecimento das matrizes de Rigidez (K), de Massa (M) e de Amortecimento (C). No presente caso, K representa a matriz de rigidez inicial (elástica), M a matriz de massa consistente e C a matriz de amortecimento de Rayleigh.

Segundo a formulação de Rayleigh, a matriz de amortecimento pode ser determinada através da soma das matrizes de massa e rigidez, ponderadas por dois parâmetros α e λ , de acordo com a equação (29), e tal como se ilustra na Figura 69.

$$C = \alpha \times M + \lambda \times K \quad (29)$$

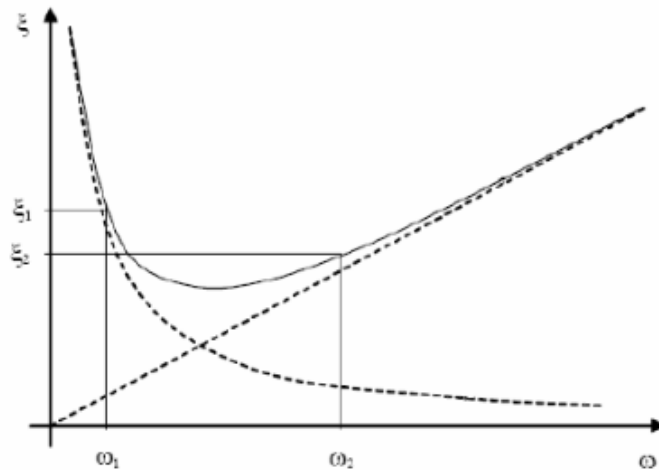


Figura 69 – Evolução do coeficiente de amortecimento em função da frequência angular para o modelo de amortecimento de Rayleigh.

Da equação anterior é possível deduzir que o amortecimento varia com a frequência angular w segundo a equação (30):

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2 \times w_n} + \frac{\lambda \times w_n}{2} \quad (30)$$

Os parâmetros α e λ da equação anterior podem ser determinados, respetivamente, pelas expressões (31) e (32):

$$\alpha = \frac{2 \times \xi \times w_1 \times w_2}{w_1 + w_2} \quad (31)$$

$$\lambda = \frac{2 \times \xi}{w_1 + w_2} \quad (32)$$

construídas através da seleção de dois pontos da curva, (w_1, ξ_1) e (w_2, ξ_2) , admitindo neste caso $\xi = \xi_1 = \xi_2$. Os pontos que foram selecionados para o traçado da curva de amortecimento utilizada nas análises efetuadas (Figura 70) podem ser consultados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.

	w (rad/s)	ξ
Ponto 1	18.85	0.03
Ponto 2	188.50	0.03

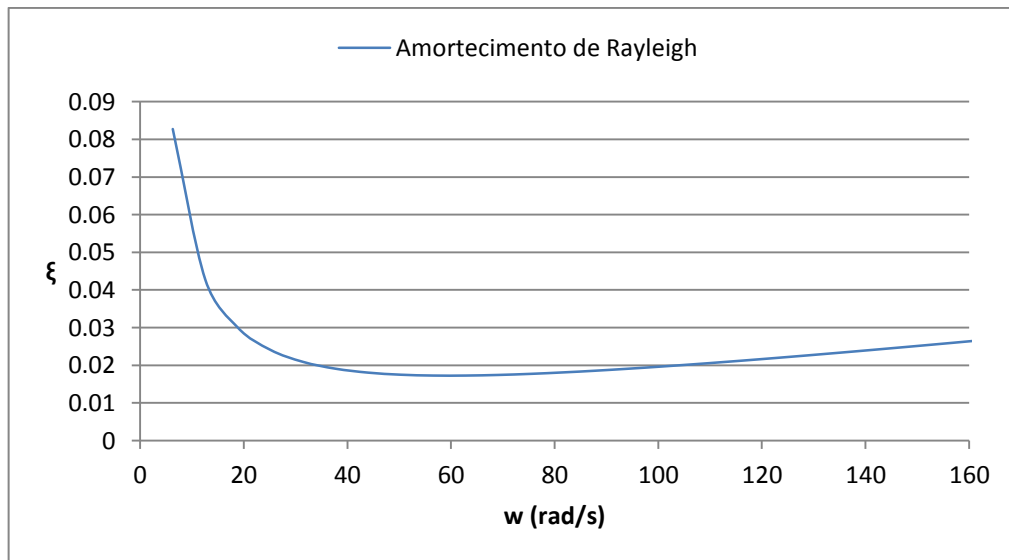


Figura 70 – Curva de amortecimento da parede PA1 dada pela formulação de Rayleigh.

Note-se que esta curva permite garantir um amortecimento próximo do escolhido, ou seja de 3%, numa gama extensa de frequências angulares, em particular na gama de frequências que interessam à estrutura, como se irá ver mais à frente. Por outro lado, este fator de amortecimento exclui a

componente histerética do amortecimento que será considerada através da não linearidade do modelo material que foi considerado nos cálculos estruturais que posteriormente se apresentam.

4.6. ANÁLISE DINÂMICA PRELIMINAR – COMPORTAMENTO LINEAR ELÁSTICO

4.6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A análise dinâmica de estruturas recorrendo a modelos de comportamento não linear reveste-se de algumas dificuldades, nomeadamente com elevadas exigências computacionais. Este facto faz com que geralmente se recorra à análise linear elástica como meio simplificado para a avaliação do comportamento dinâmico de estruturas.

Assim, no estudo desenvolvido para a parede PA1, começou-se por realizar uma análise dinâmica preliminar onde se considerou a alvenaria de pedra com um comportamento linear elástico.

Esta análise preliminar, apesar de não traduzir o comportamento real do material, é de todo pertinente, pois, para além de permitir retirar algumas conclusões prévias, serve de base, nomeadamente de referência e termo de comparação, às análises onde se considera o comportamento não linear do material. Deste modo, para uma primeira e simples abordagem ao comportamento estrutural de PA1, apenas foi estudado o seu comportamento quando submetida às ações sísmicas SAX, SAZ, SAX+SAZ, 2.5xZ e SAX+2.5xZ.

4.6.2. RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

De seguida são expostos os resultados da análise linear efetuada à parede PA1 quando submetida aos primeiros 6 segundos das ações sísmicas consideradas para este estudo preliminar. Por uma questão de economia de tempo, não foi analisada a resposta da parede para todo o espaço temporal das ações dinâmicas, mas apenas para a fração inicial correspondente ao intervalo de tempo de maior conteúdo energético. Os resultados exibem a história de deslocamentos de um ponto no topo da parede (Figura 71), assim como os mapas das envolventes de tensões principais de tração (σ_{11}) e compressão (σ_{33}).

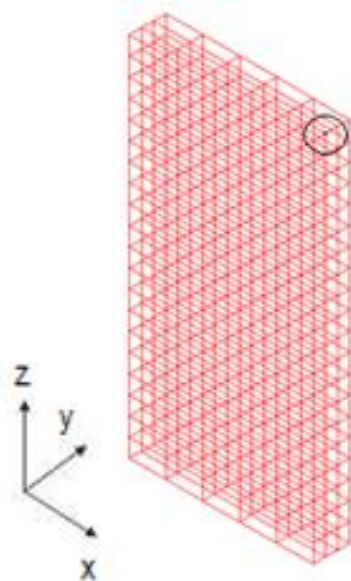


Figura 71 – Ponto analisado no topo da parede PA1.

4.6.2.1. História de deslocamentos

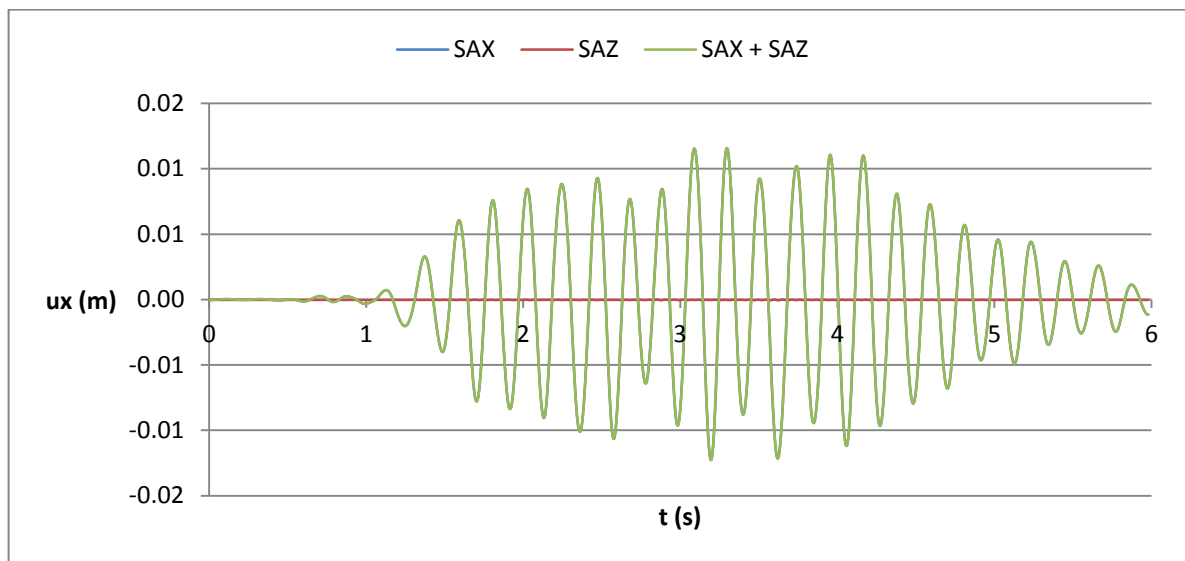


Figura 72 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

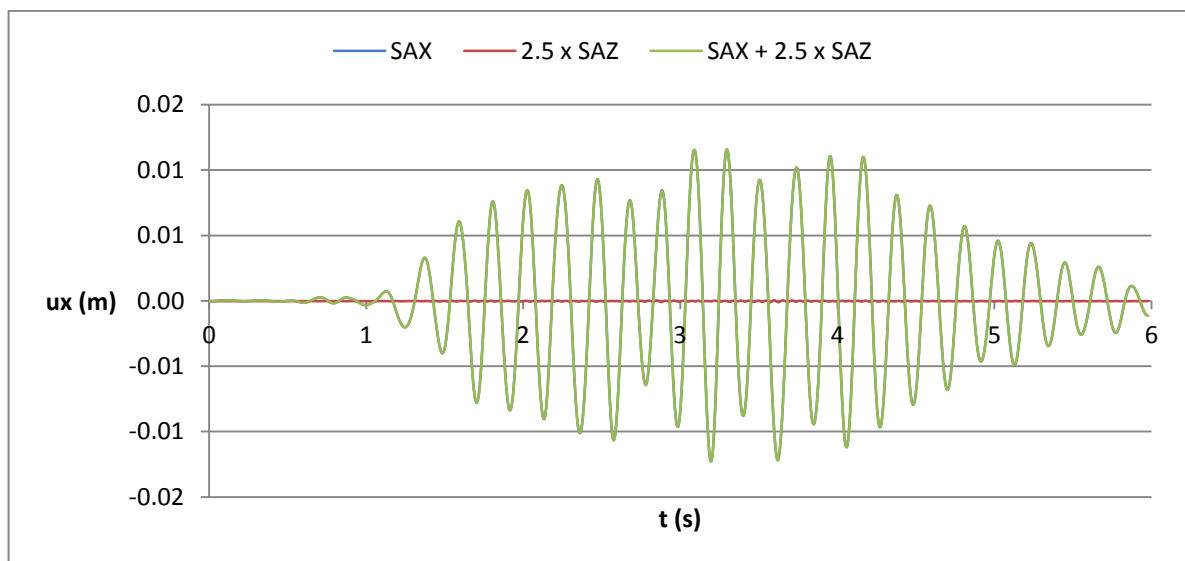


Figura 73 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

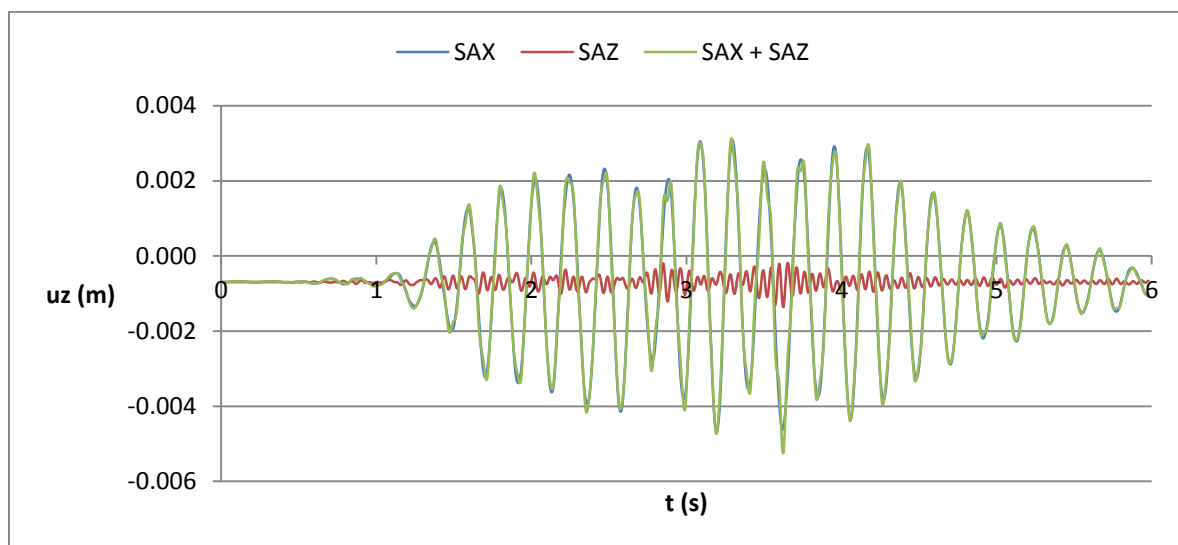


Figura 74 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

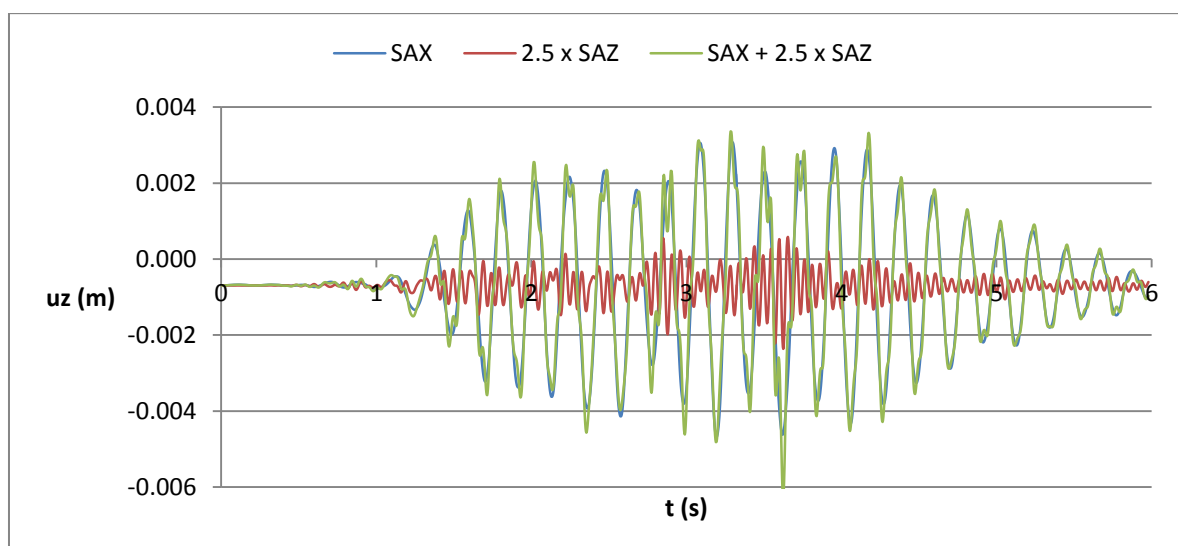


Figura 75 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

4.6.2.2. Mapas das envoltivas de tensões principais

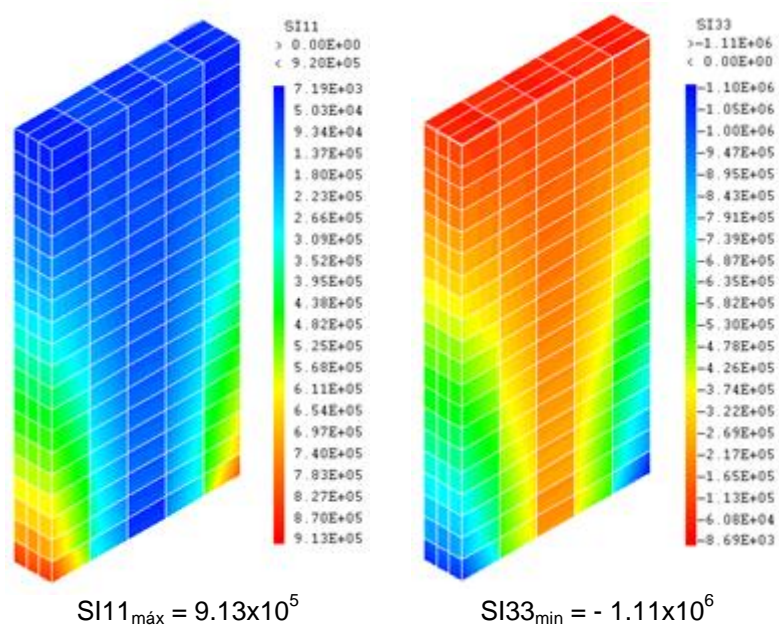


Figura 76 – Mapa das envoltivas de tensões principais para a ação sísmica SAX.

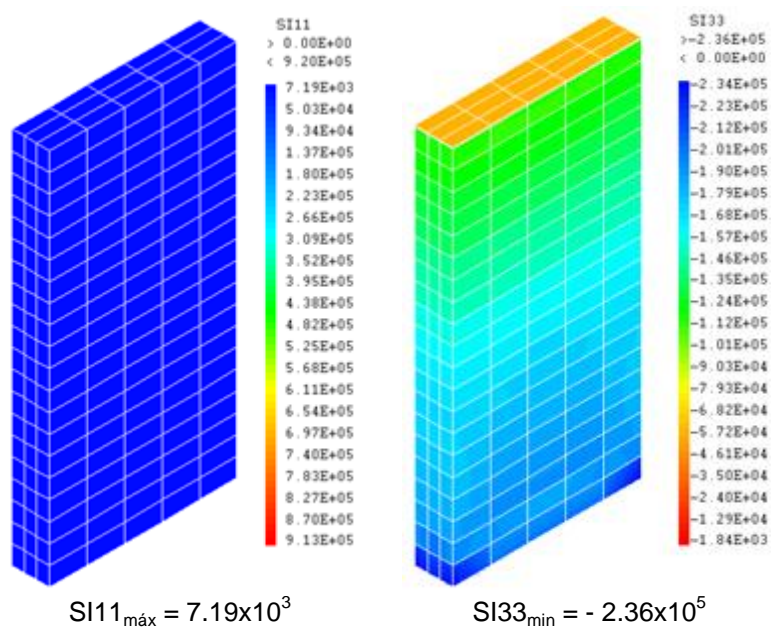


Figura 77 – Mapa das envoltivas de tensões principais para a ação sísmica SAZ.

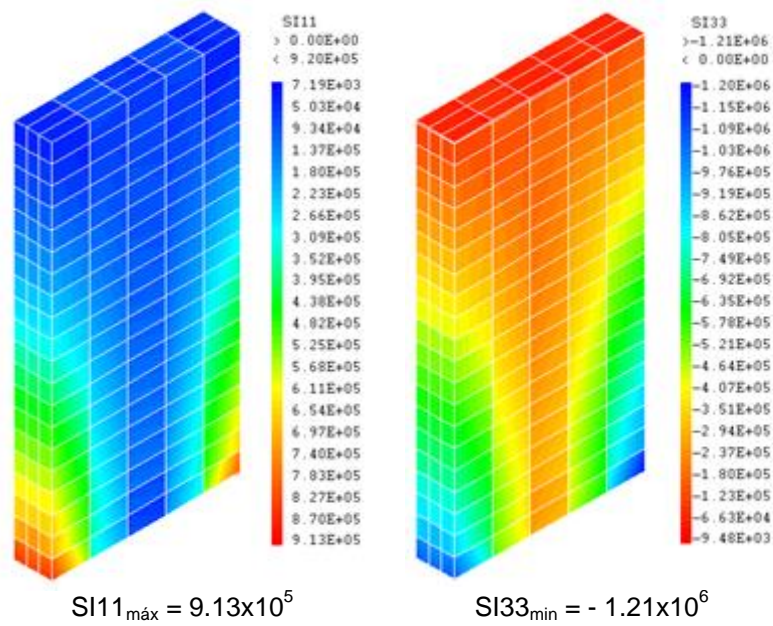


Figura 78 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica SAX + SAZ.

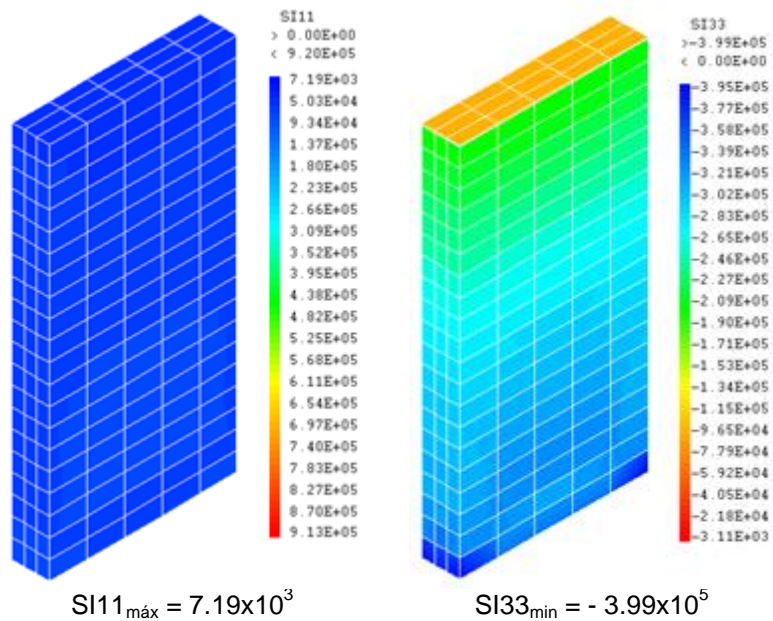


Figura 79 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica 2.5xSAZ.

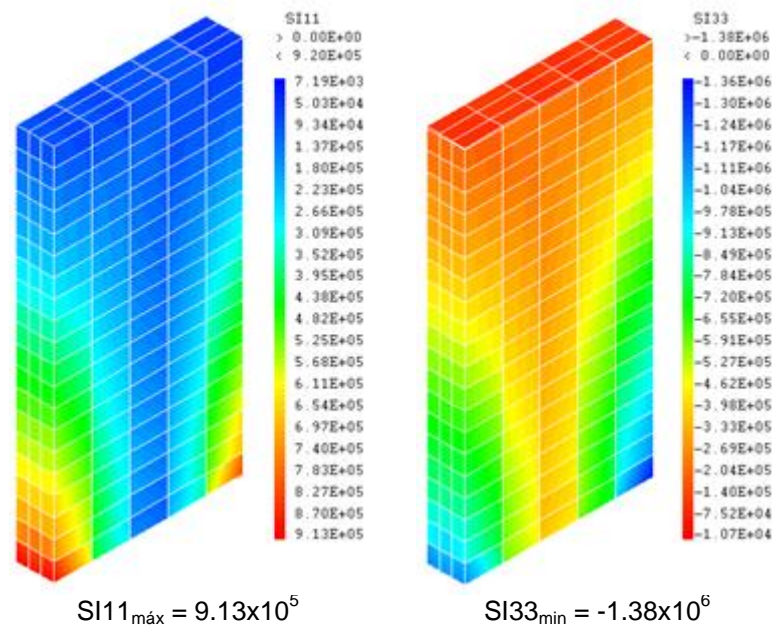


Figura 80 – Mapa das envolventes de tensões principais para a ação sísmica SAX + 2.5xSAZ.

4.6.3. CONCLUSÕES DA ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

A análise dos resultados (Figura 72 a Figura 80) permite constatar que a ação sísmica SAZ, ao atuar em simultâneo com a SAX, não tem uma influência significativa na resposta estrutural da parede. Estes resultados, contudo, são explicáveis. A Tabela 4 mostra que o modo de vibração vertical é o único dos modos apresentados, e que se consideram poder ter relevância na resposta sísmica da parede, que participa na resposta sísmica da parede PA1 na direção vertical. Todavia, ao observarmos a Figura 81, verificamos que o sismo SAX provoca de forma indireta deslocamentos verticais nos pontos da extremidade da parede bastante elevados, sendo mesmo superiores aos deslocamentos provocados pela ação sísmica vertical. Assim, apesar do 5º modo de vibração ser o único modo que tem uma participação relevante na resposta vertical da parede, conduz a deslocamentos verticais consideravelmente menores do que aqueles provocados pela ação sísmica SAX que excita essencialmente o 2º modo de vibração.

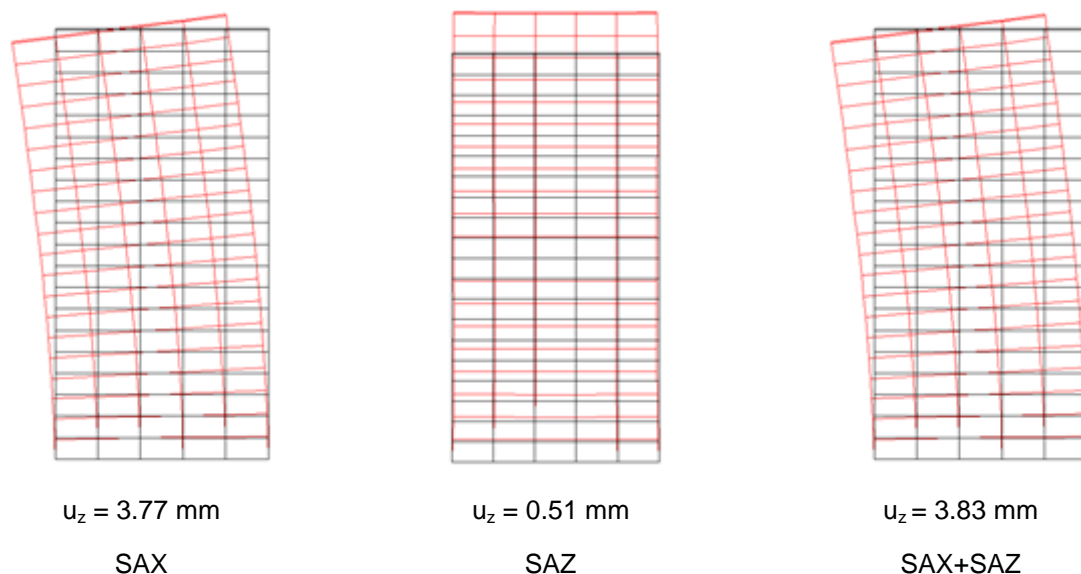


Figura 81 – Deslocamentos verticais máximos do ponto no topo em estudo para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

Contudo, era expectável que a influência da componente direcional z da ação sísmica, ao atuar em simultâneo com a SAX, fosse um pouco mais evidente quando majorada de 2.5, o que de facto não se verifica. Como é possível observar pela Figura 82, apesar de a ação sísmica 2.5xSAZ isolada provocar um aumento dos deslocamentos máximos verticais de aproximadamente 150%, quando atua em simultâneo com a ação sísmica SAX conduz apenas a um incremento de aproximadamente 5% desses deslocamentos. Assim, constata-se que apesar do aumento significativo da ação sísmica vertical, continua a não se observar um aumento significativo dos deslocamentos em relação aos provocados pela ação sísmica SAX a atuar de forma isolada.

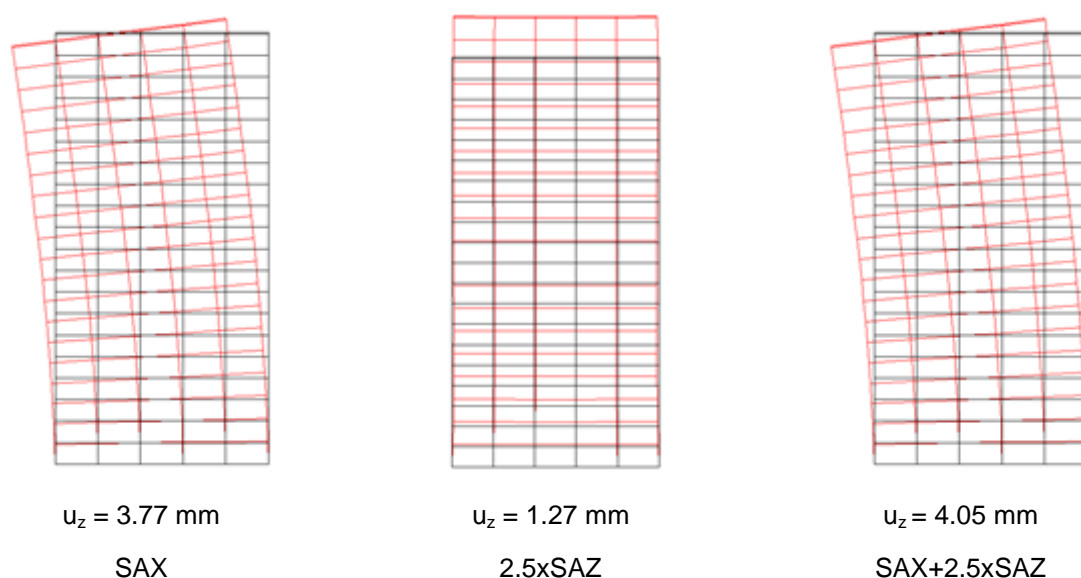


Figura 82 – Deslocamentos verticais máximos do ponto no topo em estudo para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

Estes resultados são consentâneos com a influência que os diferentes modos de vibração têm na resposta da estrutura na direção vertical. A análise do conteúdo em frequências da resposta de PA1 através da aplicação das Transformadas Rápidas de Fourier à história de deslocamentos verticais (FFT's – Figura 83) permite mostrar que o 2º modo (com vibração predominantemente horizontal na direção x e com frequência de 4.69 Hz) tem maior influência na resposta estrutural da PA1 na direção vertical do que o 5º modo (com vibração predominantemente vertical e frequência de 19.89 Hz).

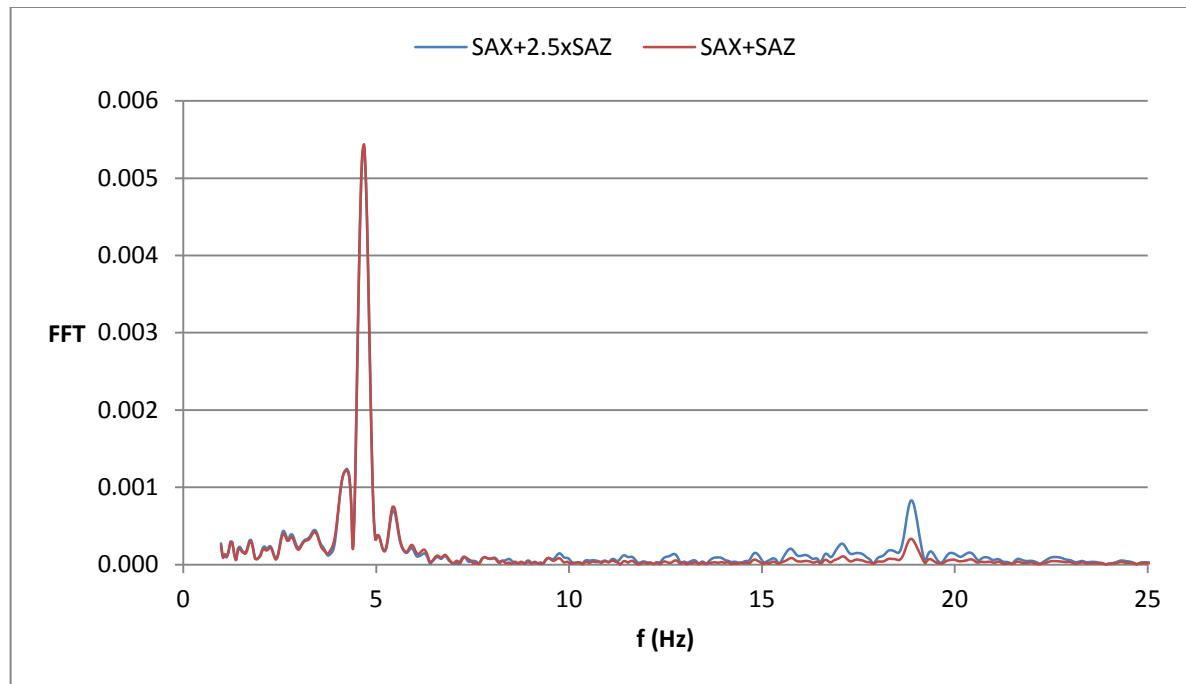


Figura 83 – FFT da história de deslocamentos do ponto no topo da PA1 na direção z para a ação sísmica SAX+SAZ.

4.7. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA – COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

4.7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente subcapítulo são expostos os resultados da análise dinâmica não linear efetuada à parede PA1. Estes resultados permitem avaliar o comportamento estrutural da parede em condições mais próximas da real. Para além disso, os resultados serão comparados com os determinados pela análise linear realizada e exposta no subcapítulo anterior.

Assim, considerou-se nesta nova análise a PA1 submetida a todas as ações sísmicas expostas no subcapítulo 4.4. Isto permite analisar não só o efeito individual da ação sísmica nas direções horizontais (x e y) e vertical (z), mas também o comportamento da parede quando submetida, em simultâneo às componentes horizontais (x ou y) e vertical. Foi então considerado o comportamento não linear do material, considerando-se a existência e propagação de dano, em particular de tração, nomeadamente o efeito da abertura de fissuras com a consequente perda de resistência e rigidez. Esta não linearidade material é evidente na Figura 84, onde se comparam os gráficos Força/Deslocamento na direção x em regime linear elástico e em regime não linear, quando a PA1 é submetida à ação sísmica SAX.

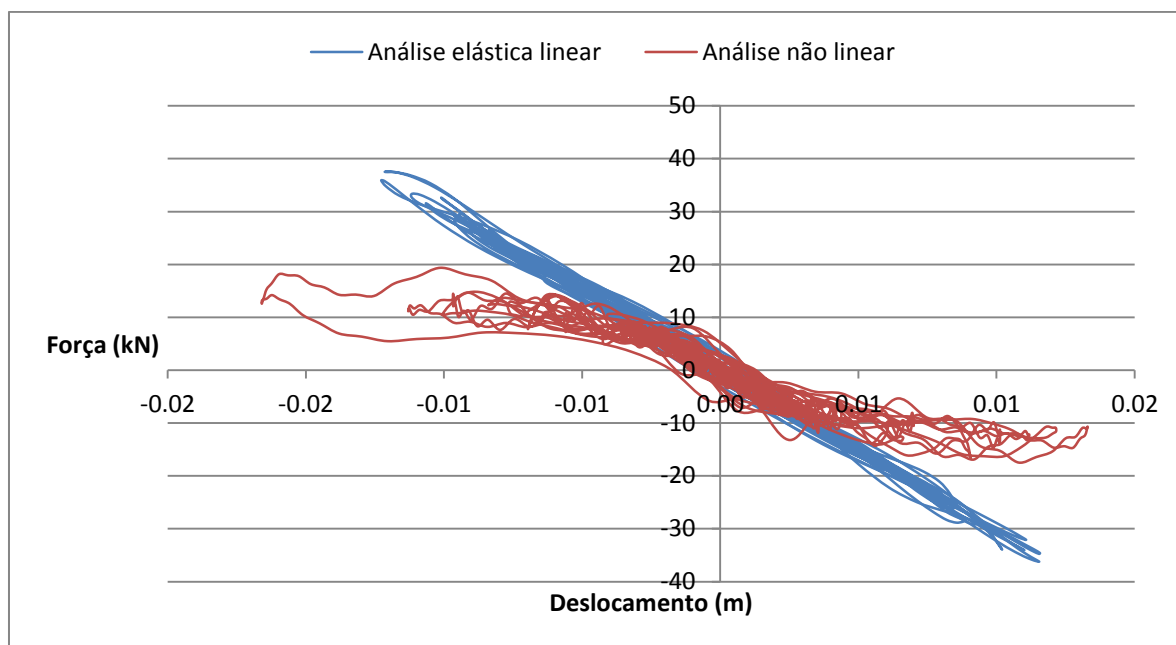


Figura 84 – Comparação dos gráficos Força/Deslocamento da PA1 quando submetida a ação sísmica SAX.

Da Figura 84 é possível verificar que, ao contrário do que acontece na análise linear, a força resistente se encontra limitada, não crescendo sempre proporcionalmente ao deslocamento imposto. Assim que é atingida a capacidade máxima resistente à tração algures no material (bastante inferior à capacidade resistente à compressão), ou seja que ocorre dano em tração, a curva Força/Deslocamento horizontal inflete, tendendo para um valor de força constante. Nesta figura também é perceptível o conceito de ductilidade, expresso pela resposta da parede com deslocamento crescente para força constante, e o comportamento cíclico abordado no capítulo 2.

Nos pontos seguintes são apresentados os resultados da análise não linear, à semelhança dos obtidos na análise linear, nomeadamente a história temporal de deslocamentos do ponto considerado anteriormente e os mapas das envolventes de tensões principais de tração (σ_{11}) e compressão (σ_{33}). É também apresentada a história de tensões axiais verticais ao longo do tempo de um elemento na base da parede (Figura 85), assim como os mapas de dano de tração. Não são apresentados os mapas de dano de compressão, uma vez que se verificou que este parâmetro assumia valores nulos em todos os cálculos efetuados.

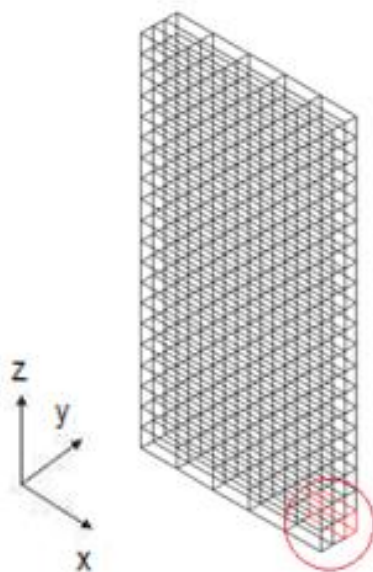


Figura 85 – Elemento analisado na base da parede PA1.

4.7.2. RESULTADOS DO SISMO ARTIFICIAL

Na presente secção são expostos os resultados da análise não linear efetuada à parede PA1 quando submetida às ações sísmicas SA. Tal como se considerou na análise linear, e pelos mesmos motivos, apenas se analisou a resposta de PA1 para os primeiros 6 segundos das ações sísmicas.

4.7.2.1. História de deslocamentos e de tensões axiais verticais

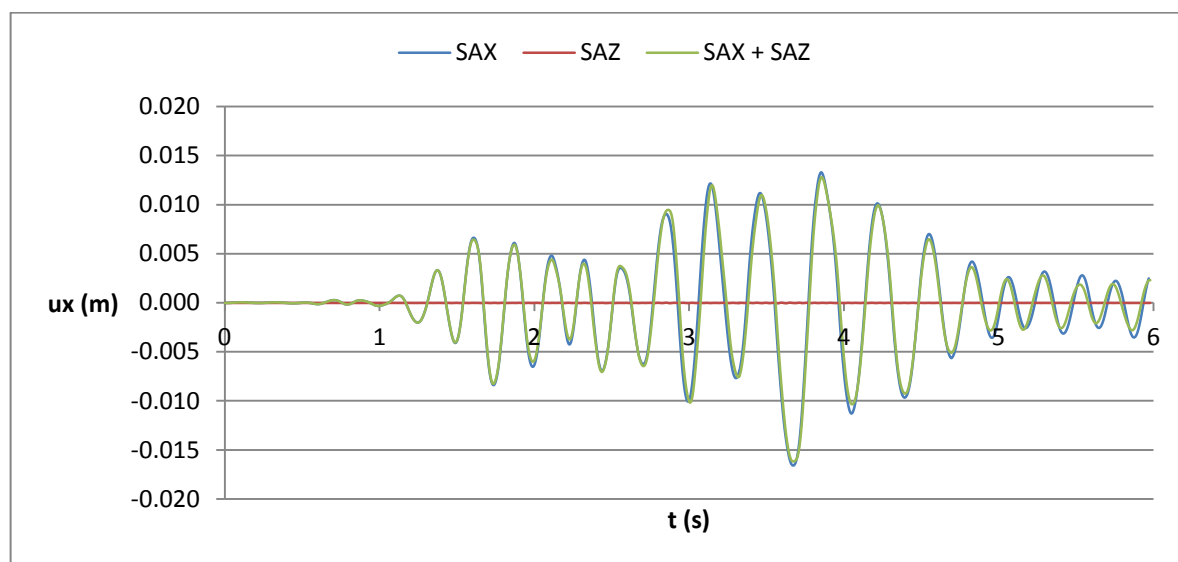


Figura 86 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

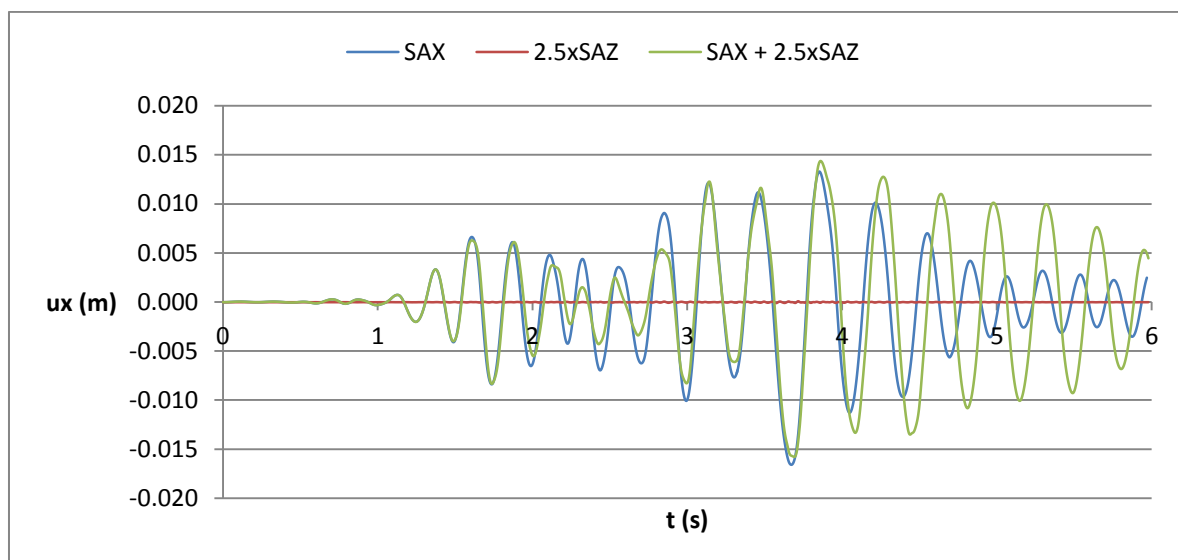


Figura 87 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

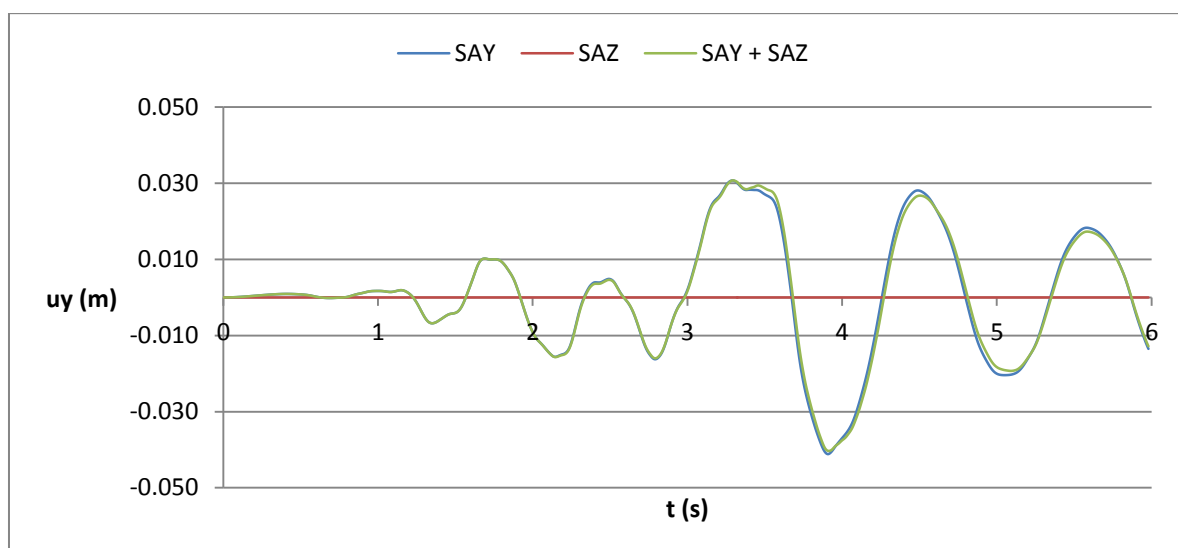


Figura 88 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

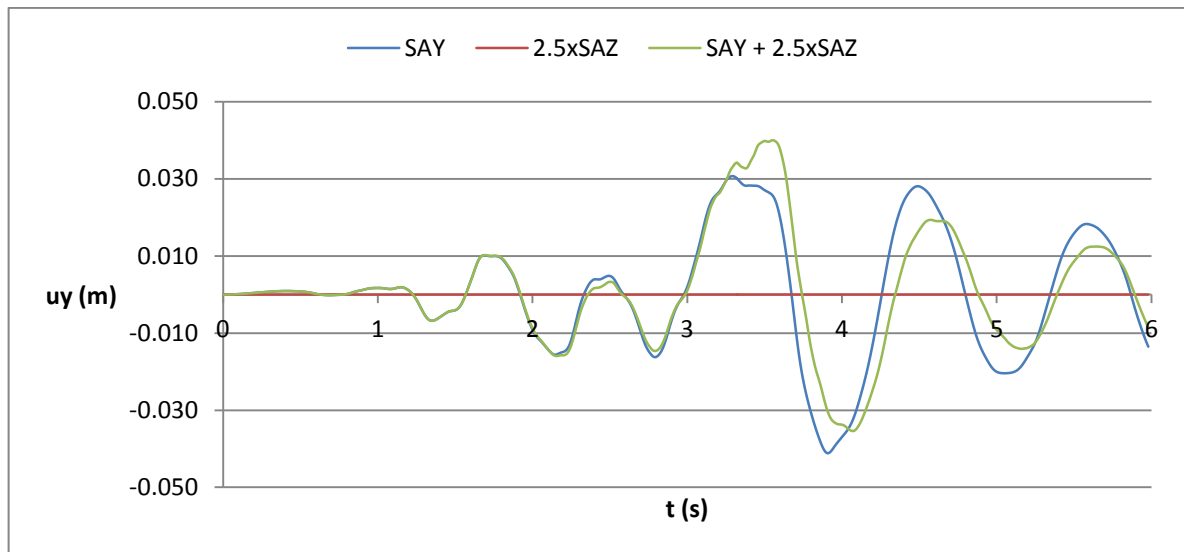


Figura 89 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

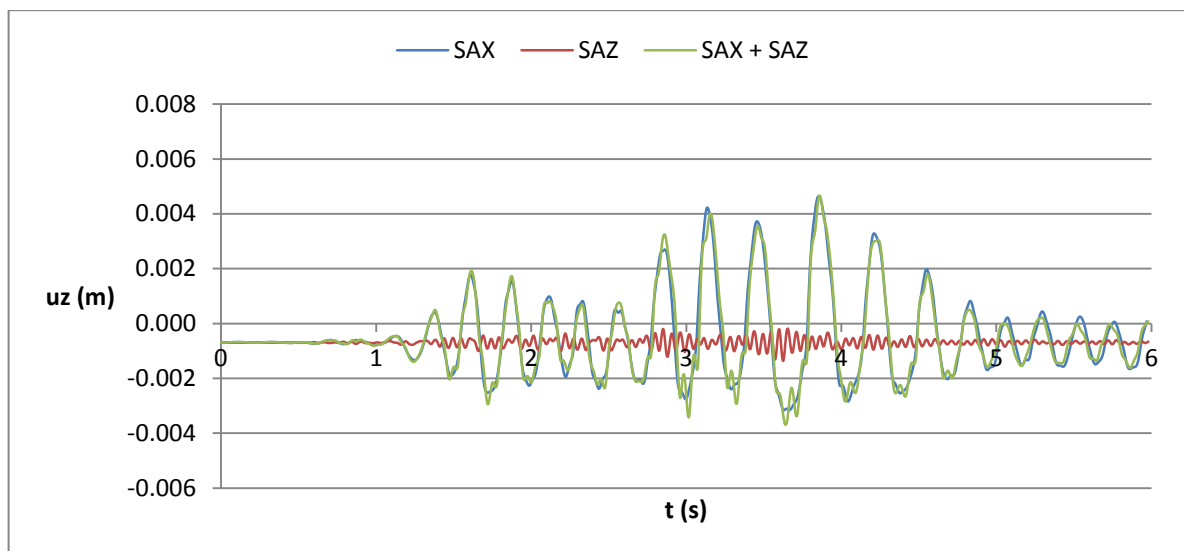


Figura 90 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

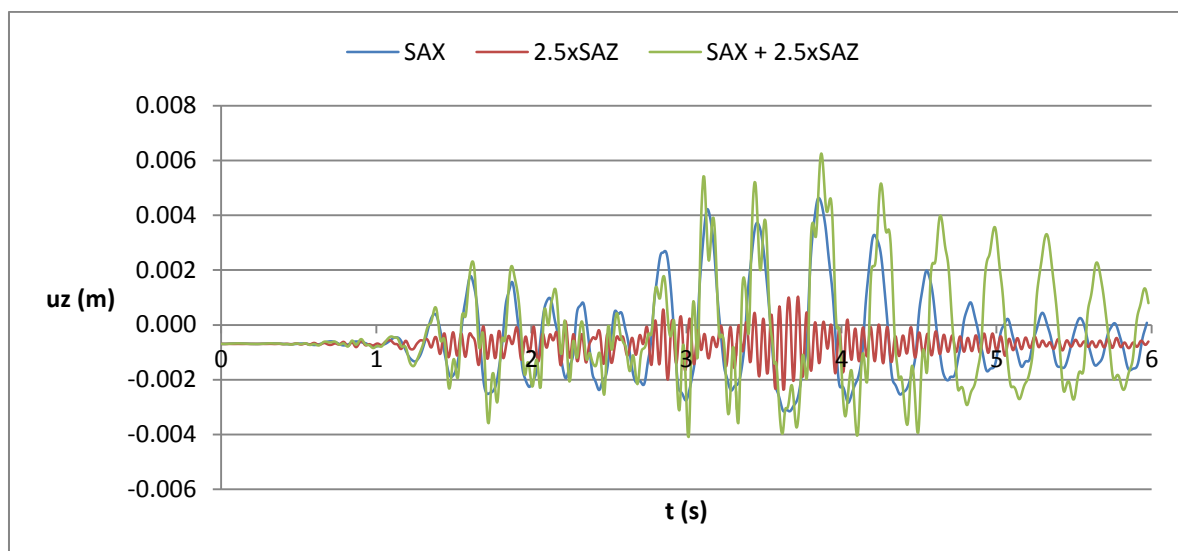


Figura 91 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

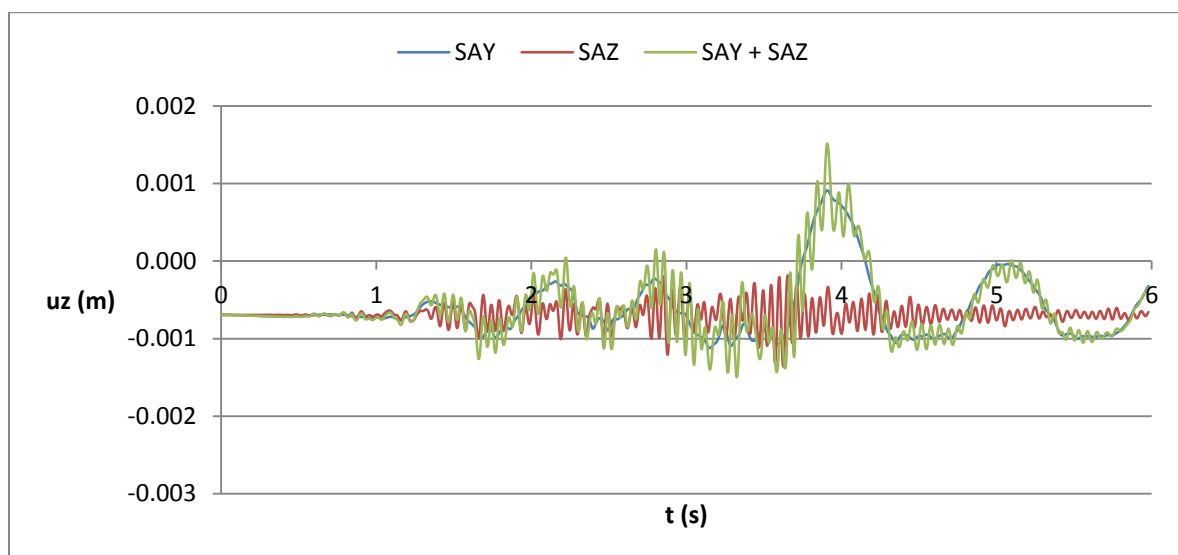


Figura 92 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

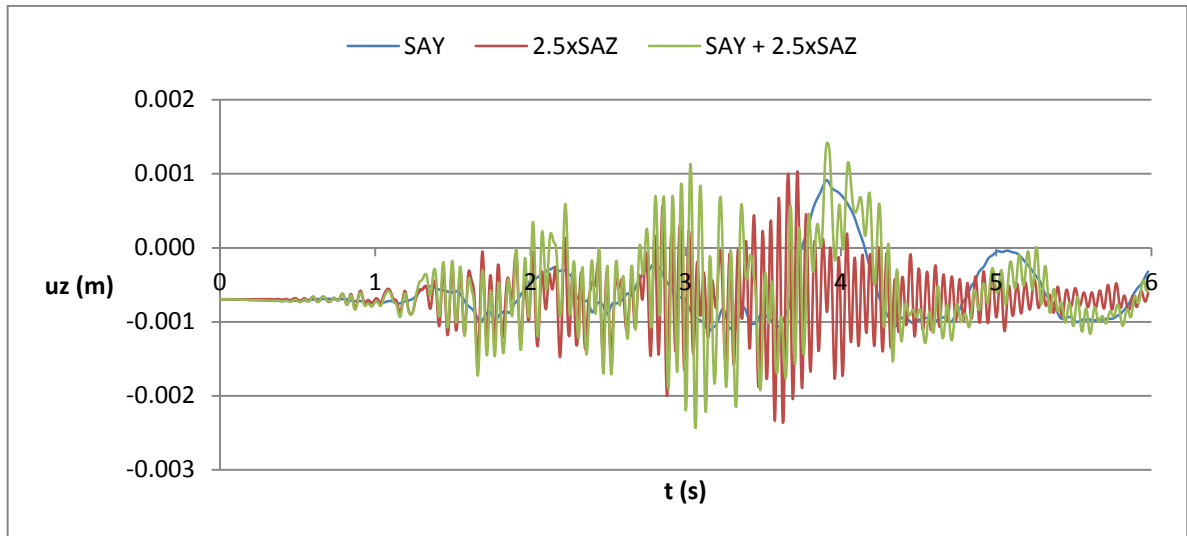


Figura 93 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

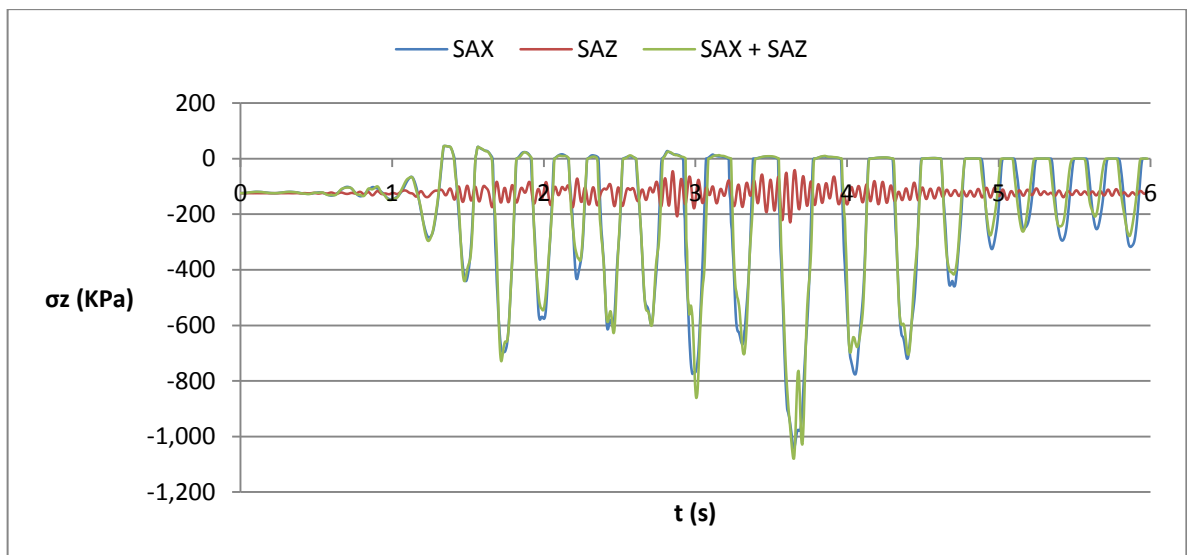


Figura 94 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

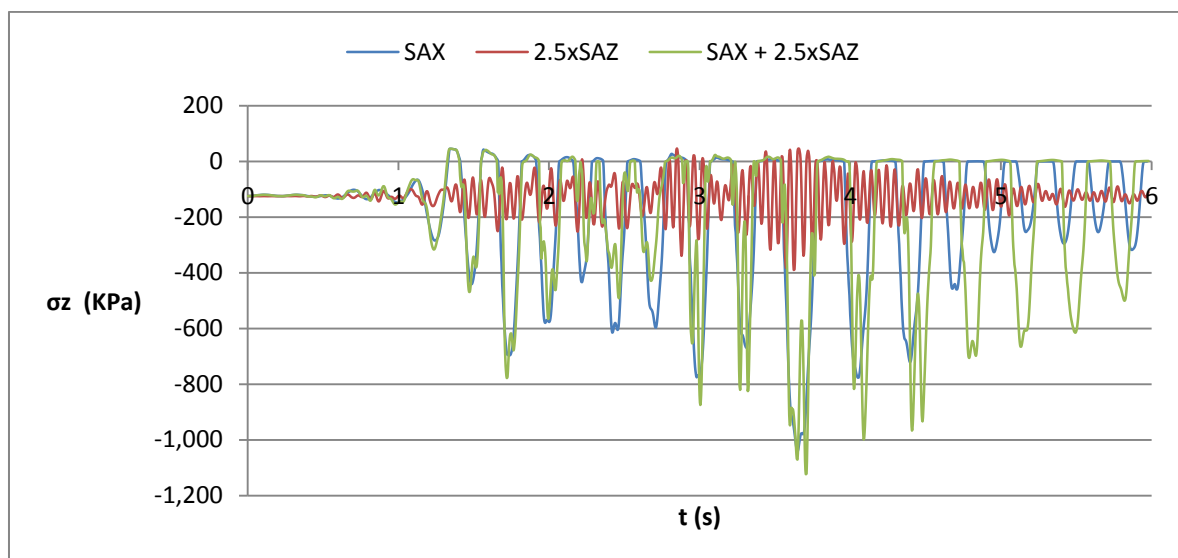


Figura 95 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

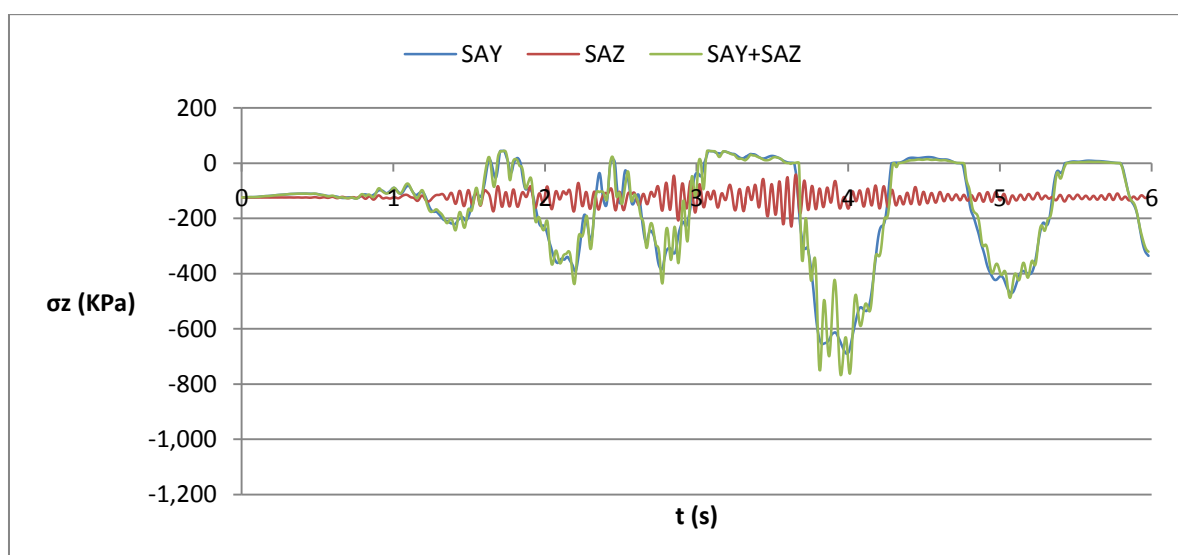


Figura 96 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

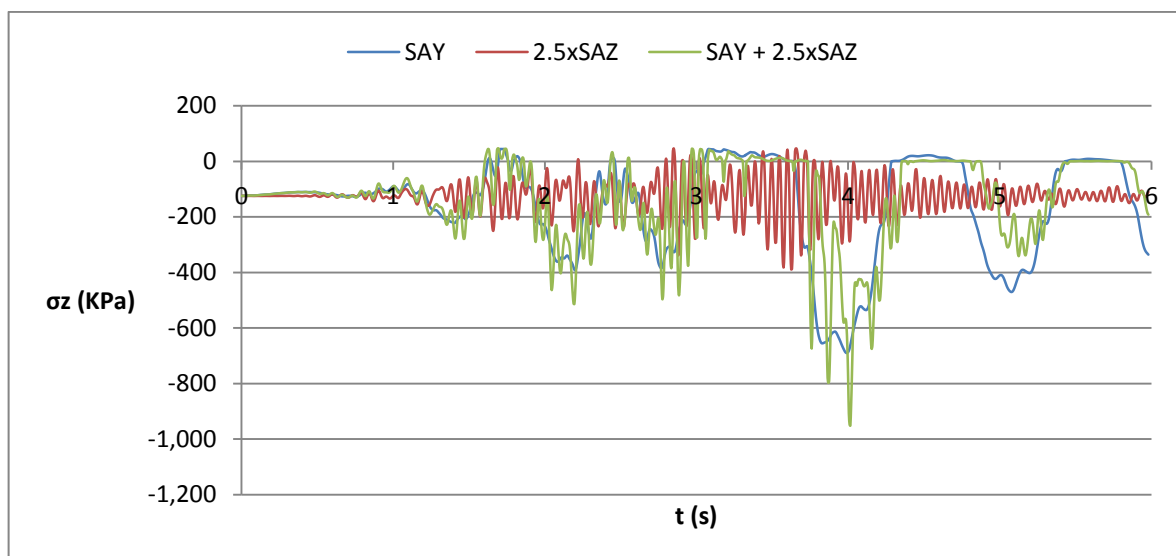


Figura 97 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

4.7.2.2. Mapas das envoltivas de tensões principais e de dano de tração

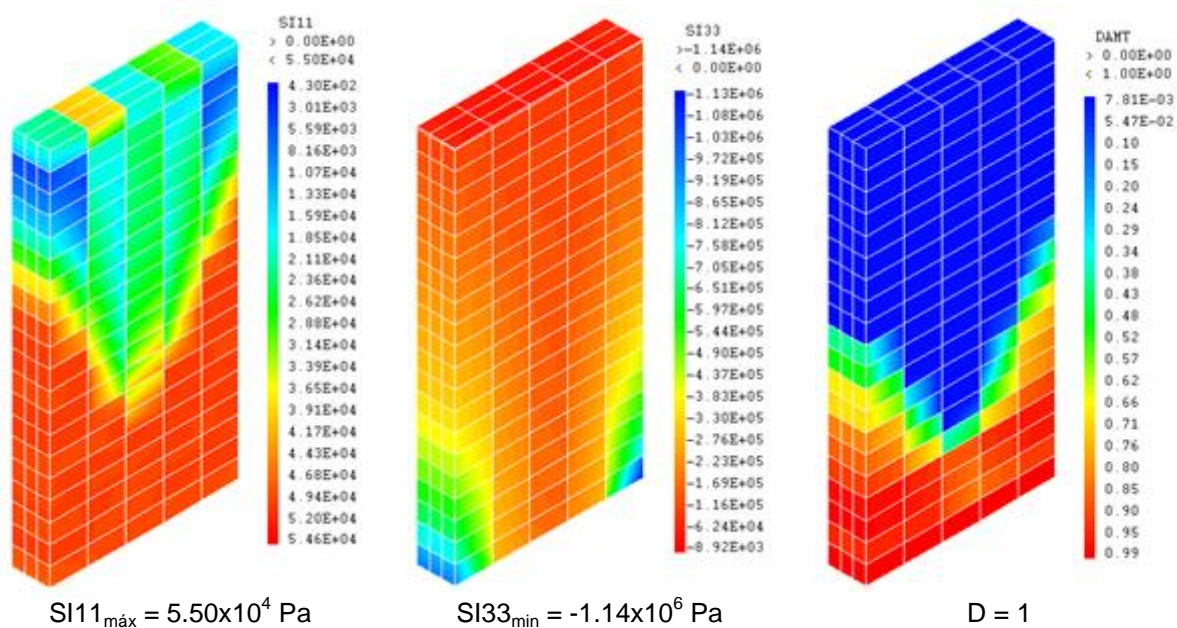


Figura 98 - Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAX.

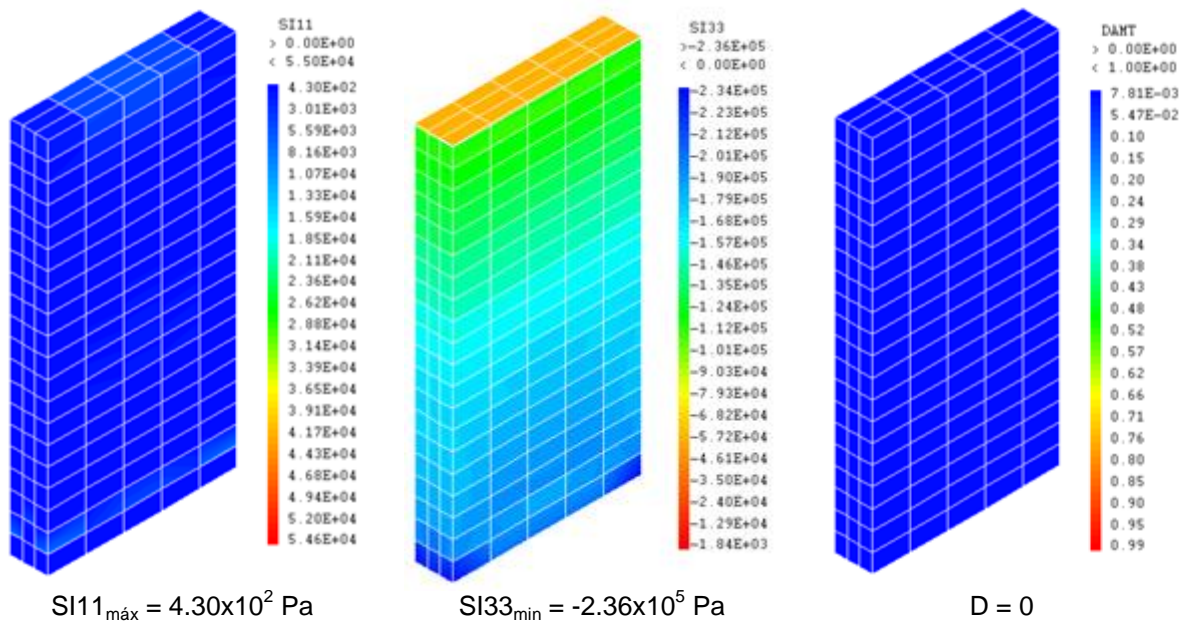


Figura 99 – Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.

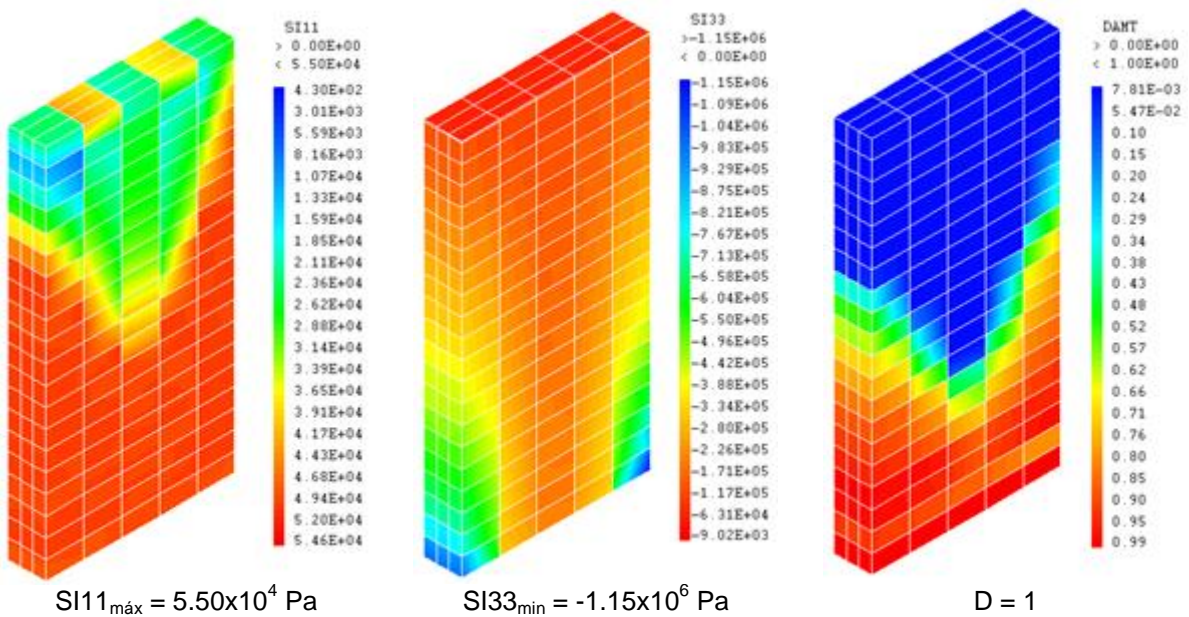
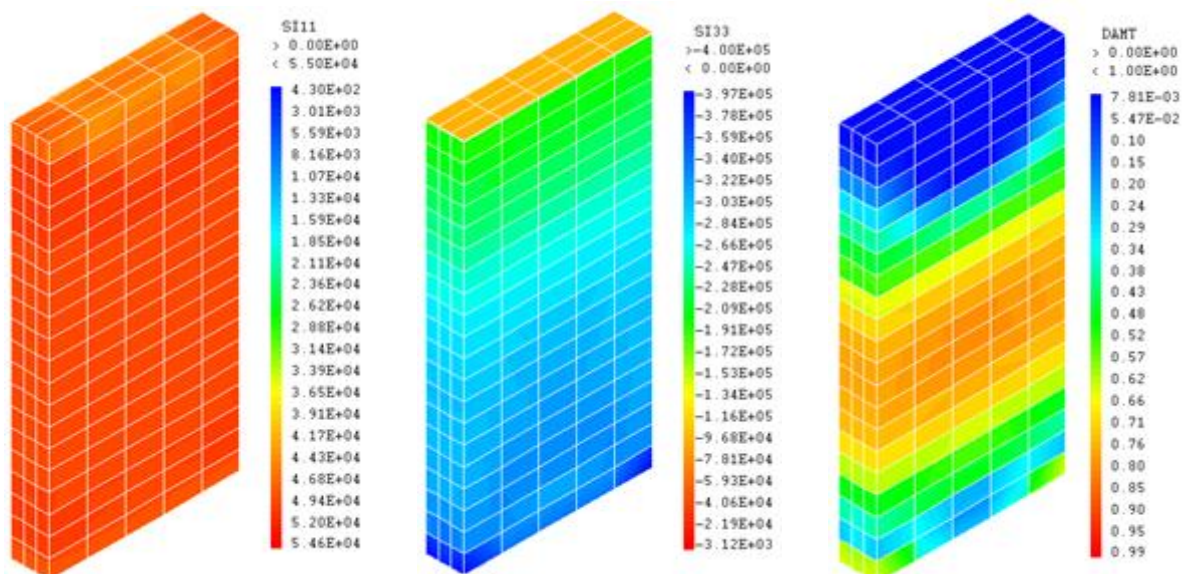


Figura 100 – Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAX+SAZ.

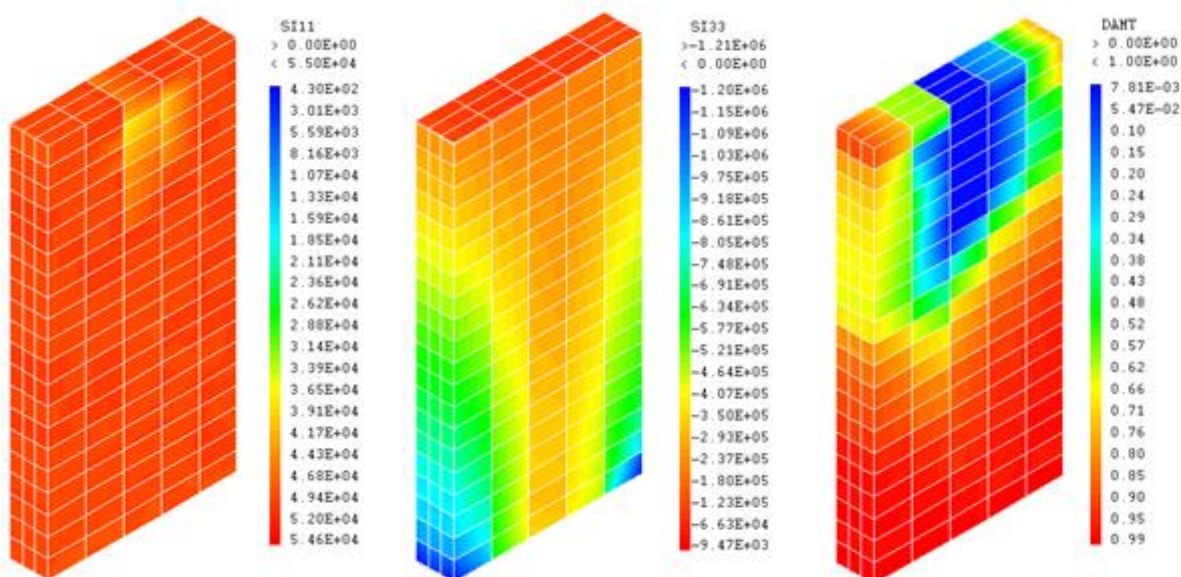


$SI11_{\max} = 5.50 \times 10^4$ Pa

$SI33_{\min} = -4.00 \times 10^5$ Pa

D = 0.8

Figura 101 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.



$SI11_{\max} = 5.50 \times 10^4$ Pa

$SI33_{\min} = -1.21 \times 10^6$ Pa

D = 1

Figura 102 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAX+2.5xSAZ.

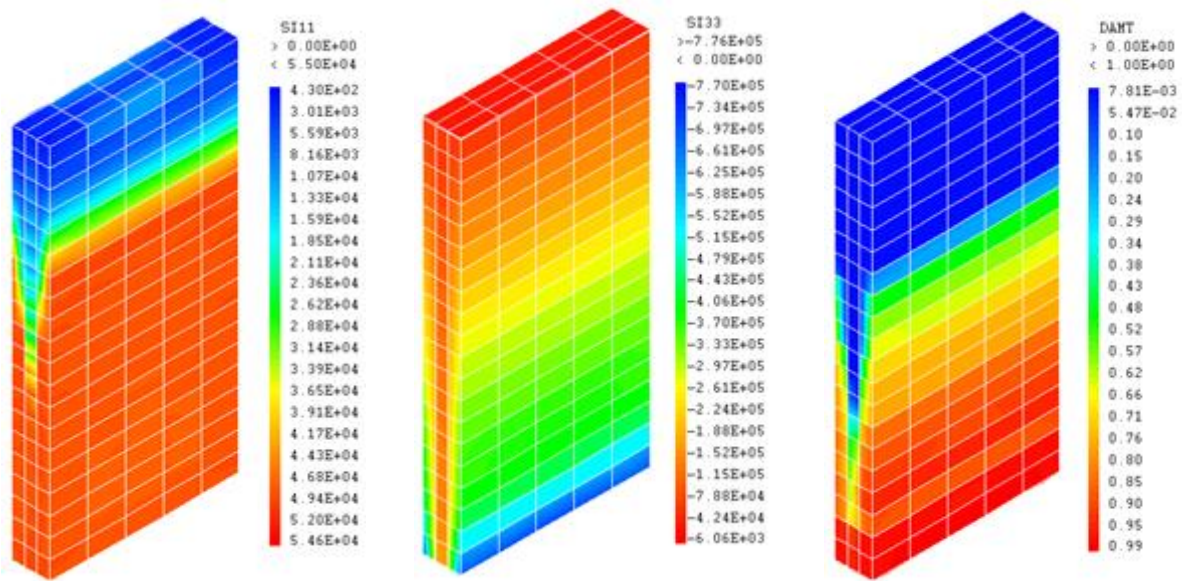


Figura 103 – Mapa das envolturas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAY.

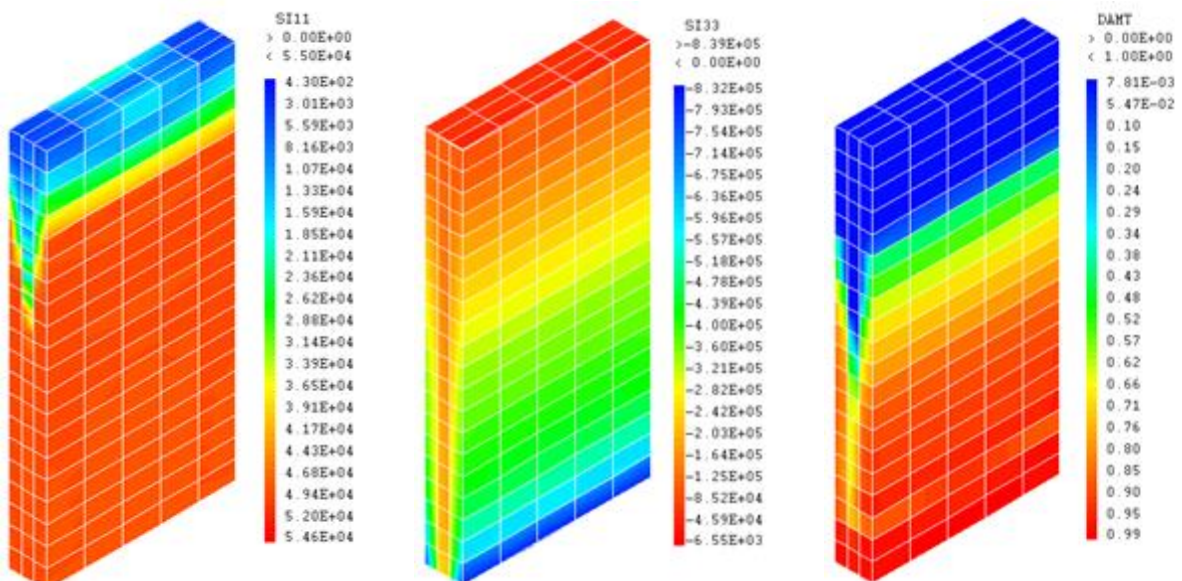


Figura 104 – Mapa das envolturas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.

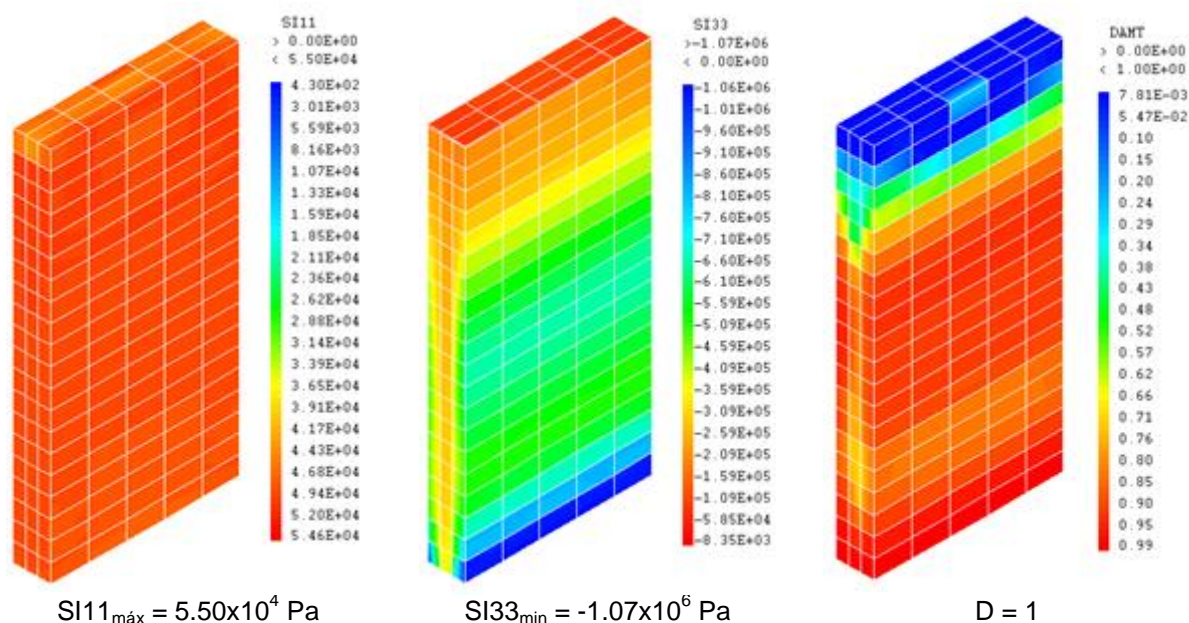


Figura 105 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SAY+2.5xSAZ.

4.7.2.3. Conclusões

Pela análise da história de deslocamentos (Figura 86, 88, 90 e 92) constata-se que a componente vertical da ação sísmica não tem influência significativa nos deslocamentos do ponto em estudo da estrutura. Estes deslocamentos, porém, são superiores aos obtidos na análise linear elástica, uma vez que a consideração da não linearidade material conduz a uma flexibilização da estrutura em consequência da ocorrência de dano resultante da ação sísmica. Em termos de tensões verticais, a atuação conjunta da componente vertical (SAZ) com as componentes horizontais (SAX e SAY) conduz a um aumento, embora reduzido, das tensões de compressão (Figura 94 e 96). Esta reduzida influência da componente sísmica vertical pode ser explicada pela análise do espectro de resposta vertical. Segundo a definição, um espectro de resposta traduz a resposta máxima, em termos de acelerações, velocidades, ou deslocamentos que um oscilador de 1 grau de liberdade com uma determinada frequência de vibração teria em regime linear elástico, quando solicitado pela ação sísmica que esse espectro representa. Assim, tendo em consideração apenas o grau de liberdade de translação vertical, ao analisarmos o espectro de resposta do SAZ podemos verificar que a parede ao ser excitada no seu modo vertical ($f = 19.894$ Hz) iria responder em regime linear elástico nesse modo com uma aceleração máxima expectável de $(L_n/M_n) \times S_a = (3803.4/3358.9) \times 6.33 = 7.17 \text{ m/s}^2$. Ora, como se constata, o valor estimado da aceleração de resposta da parede na direção vertical é inferior à aceleração gravítica, o que faz com que a PA1 apresente deslocamentos verticais relativamente pequenos (deslocamento máximo estimado em regime linear elástico igual a $7.17/(2 \times \pi \times 19.894)^2 = 0.46 \text{ mm}$) incapazes de causar descompressão na estrutura e, por isso, pouco influentes no comportamento estrutural da PA1. Para além disso, o grande afastamento entre as frequências dos modos preponderantemente verticais e as dos modos horizontais principais, resulta numa combinação de respostas que não altera significativamente, mas apenas de forma pontual, a resposta da estrutura atuada por um sismo com componente vertical em relação à ação de um sismo apenas com componente horizontal.

No entanto, e ao contrário do verificado na análise linear, na análise não linear a relevância da ação sísmica vertical torna-se bastante mais evidente quando majorada de 2.5. Como é possível verificar pelas histórias de deslocamentos (Figura 87, 89, 91 e 93) e tensões verticais (Figura 95 e 97) apresentadas, o sismo 2.5xSAZ ao atuar em simultâneo com os sismos SAX e SAY provoca alterações significativas na resposta da parede, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de tensões, agravando o efeito dos sismos horizontais. Repare-se que ao majorar a ação sísmica SAZ de 2.5 a estrutura iria responder em regime linear elástico com valores máximos de aceleração expectáveis de 17.92 m/s^2 , cerca de 1.8 vezes a aceleração gravítica, induzindo tensões axiais de tração na parede importantes. Esta maior importância da componente sísmica vertical é mais patente na resposta vertical da parede. Quando a ação sísmica vertical é conjugada com o sismo SAY, ou seja aplicado na direção perpendicular ao plano da parede, verifica-se uma quase “adição” entre as curvas de deslocamentos e de tensões do sismo 2.5xSAZ e as do sismo SAY, agravando os deslocamentos verticais e as tensões de compressão. Relativamente aos resultados obtidos com o sismo SAX+2.5xSAZ, verifica-se que a componente vertical da ação sísmica tem, comparativamente com a situação de aplicação de SAY, menor influência na resposta vertical da parede. Neste caso, verifica-se mais uma flexibilização da estrutura, com diminuição das frequências de resposta da estrutura do que um aumento de tensões e deslocamentos.

Esta maior influência da ação sísmica 2.5xSAZ no comportamento estrutural da PA1 registada na análise não linear pode ser melhor compreendida pela análise das FFT's da história de deslocamentos verticais (Figura 106).

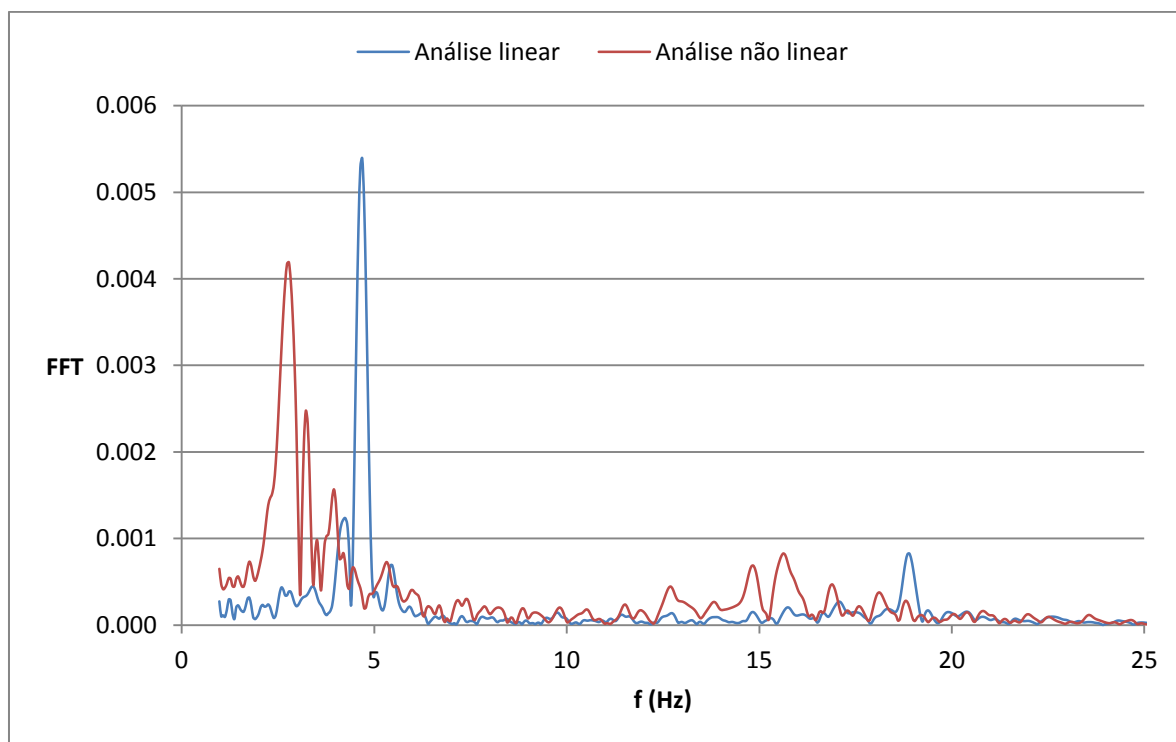


Figura 106 – FFT's da história de deslocamentos do ponto no topo da PA1 na direção z devido a ação sísmica SAX+2.5xSAZ para a análise linear e análise não linear.

Como se pode observar pela Figura 106, a consideração da não linearidade material provoca uma translação da FFT (associada uma vez mais à diminuição da rigidez da parede resultante da propagação do dano) que responde com picos de amplitude para frequências inferiores, numa banda de

frequências mais larga. Deste modo, a influência da ação sísmica vertical no comportamento sísmico estrutural da parede aumenta, uma vez que a frequência do modo vertical diminuiu aumentando a resposta sísmica, ao contrário do que se passa com o modo horizontal, cuja diminuição da frequência corresponde a uma diminuição da resposta (consultar espectros de resposta). Assim, podemos concluir que nas análises dinâmicas da parede PA1 onde é considerada a não linearidade material, a componente vertical da ação sísmica tem uma maior influência na resposta. No entanto, numa outra estrutura com características dinâmicas diferentes, esta situação pode, hipoteticamente, inverter-se.

Relativamente aos mapas das tensões principais e de dano, chama-se desde já a atenção para o facto dos mapas das envolventes de tensões principais de compressão serem apresentados com escalas de cor diferente para as diferentes combinações. Ao contrário do que acontece para tensões principais de tração, as tensões principais de compressão atingem tensões máximas distintas de caso para caso, não tendo sido possível uniformizar as escalas de cores.

Pela análise dos mapas de tensões principais e de dano (Figura 98 à Figura 105) é possível concluir que, tal como se verificou a partir das curvas de deslocamentos e tensões verticais, a ação sísmica SAZ não influencia significativamente o comportamento estrutural da parede. Contudo, ao majorar essa ação por um fator de 2.5, torna-se visível um aumento significativo das tensões principais, assim como do dano.

Observando as figuras que ilustram os mapas das envolventes de tensões principais de tração e de dano, constata-se que a zona crítica da parede, em termos de trações, se situa na base. Porém, quando a ação sísmica SAZ é majorada, ocorre um aumento significativo das trações e do dano na zona intermédia da parede. Este facto pode ser justificado pela descompressão causada pela forte ação sísmica vertical na zona superior da estrutura resultante da massa concentrada aplicada no seu topo, associada a uma zona onde a ação do peso próprio é inferior, amplificando assim as trações nessa zona da estrutura.

Repare-se, também, que a área da coloração avermelhada é sensivelmente maior nos mapas das tensões principais de tração do que nos mapas de dano, isto é, apesar da coloração encarnada em determinadas zonas da parede, não se confirma a existência de dano de tração importante nessas zonas. Este facto permite concluir que as tensões atingidas nesse caso se aproximam bastante da tensão máxima resistente de tração, mas sem a terem ultrapassado, pelo menos de forma significativa, durante toda a ocorrência do sismo.

4.7.3. RESULTADOS DO SISMO REAL

De seguida são apresentados os resultados obtidos da análise dinâmica da parede PA1 quando submetida ao SR. À semelhança do efetuado para o SA, a PA1 apenas foi analisada para o espaço temporal onde o conteúdo energético do SR é mais intenso, neste caso, para os primeiros 11 segundos.

4.7.3.1. História de deslocamentos e de tensões axiais verticais

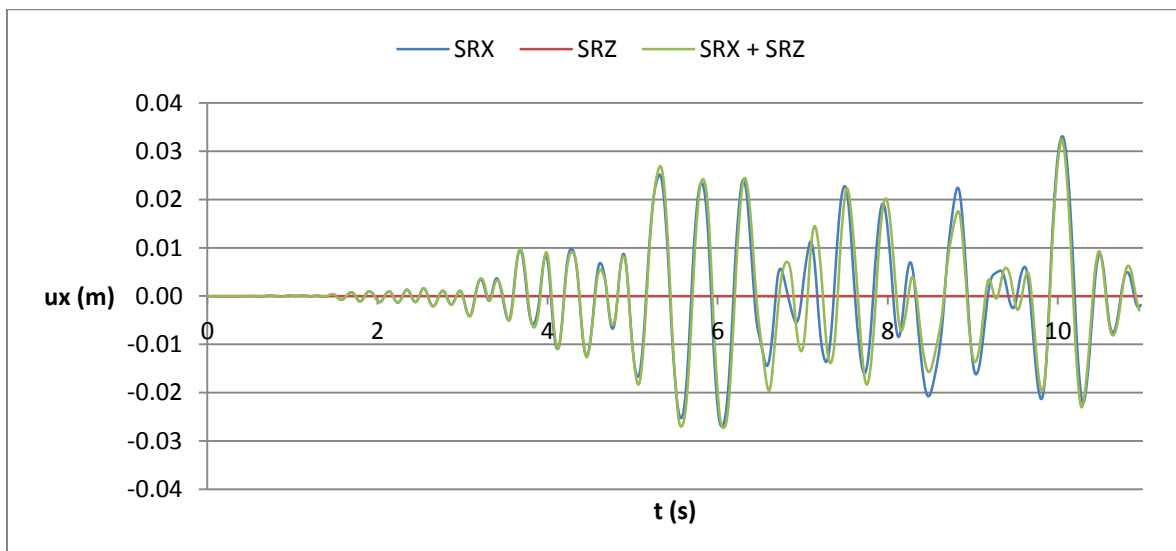


Figura 107 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.

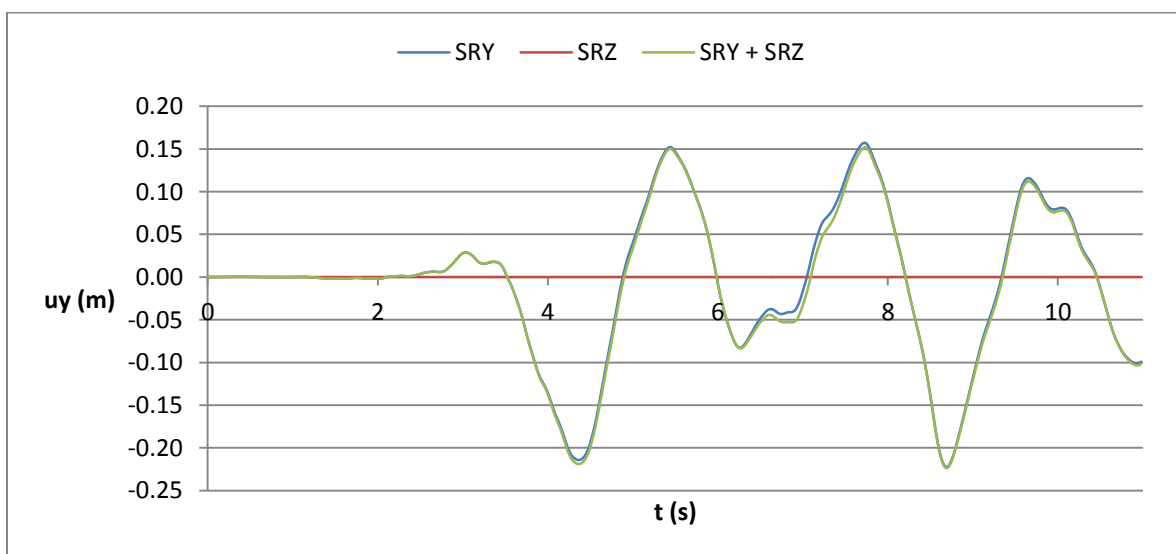


Figura 108 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.

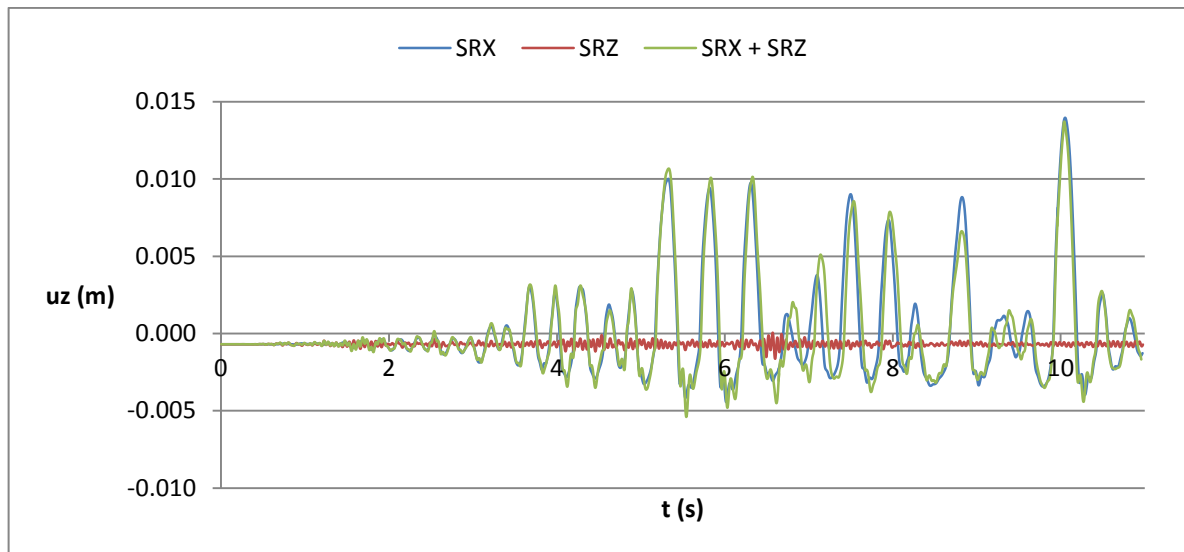


Figura 109 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.

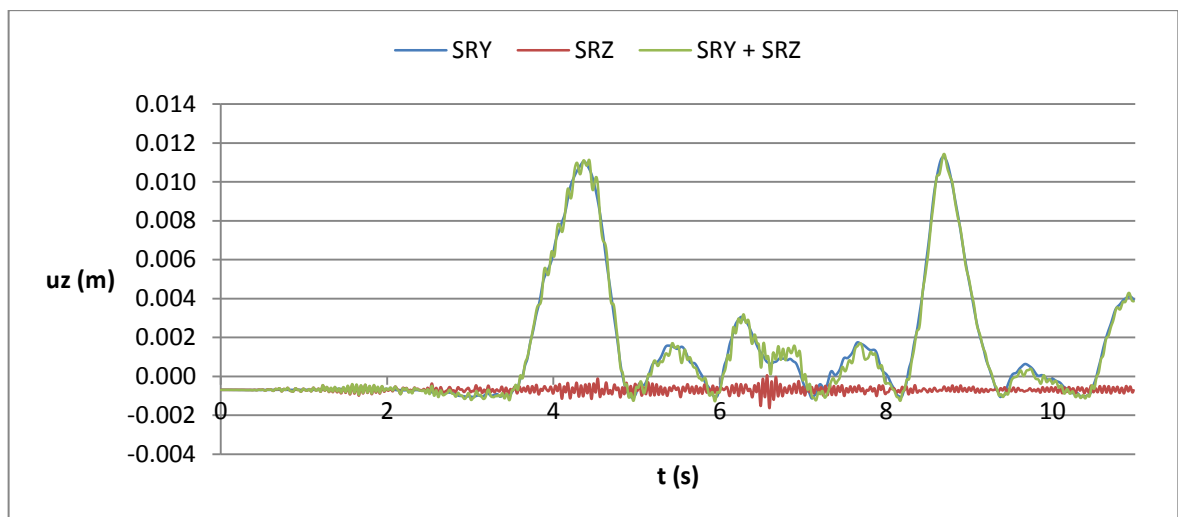


Figura 110 – História dos deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA1 para as ações sísmicas SRY, SRZ e SRY+SRZ.

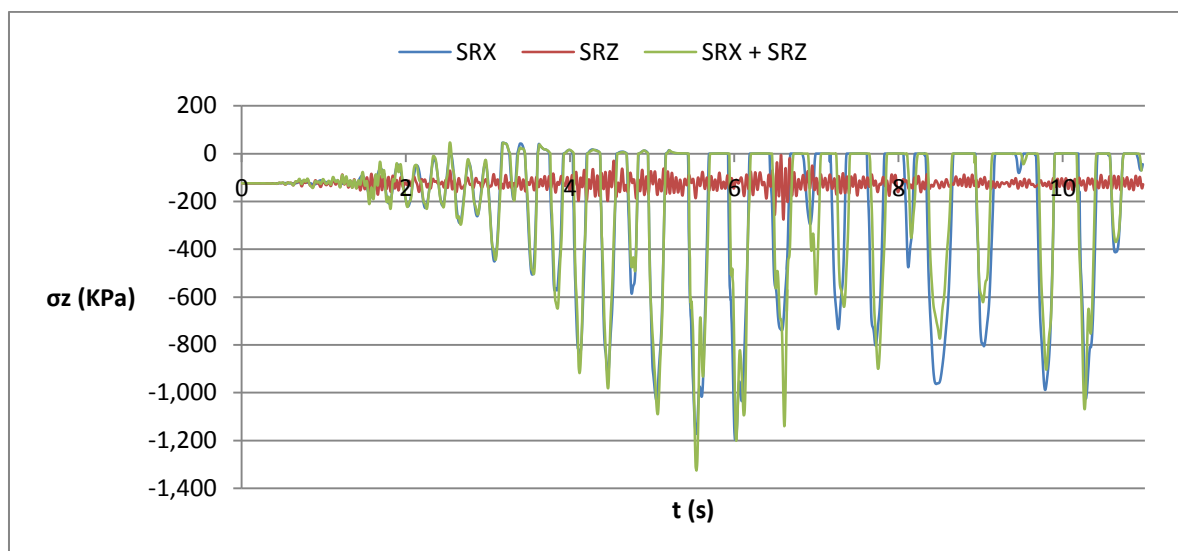


Figura 111 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SRX, SRZ e SRX+SRZ.

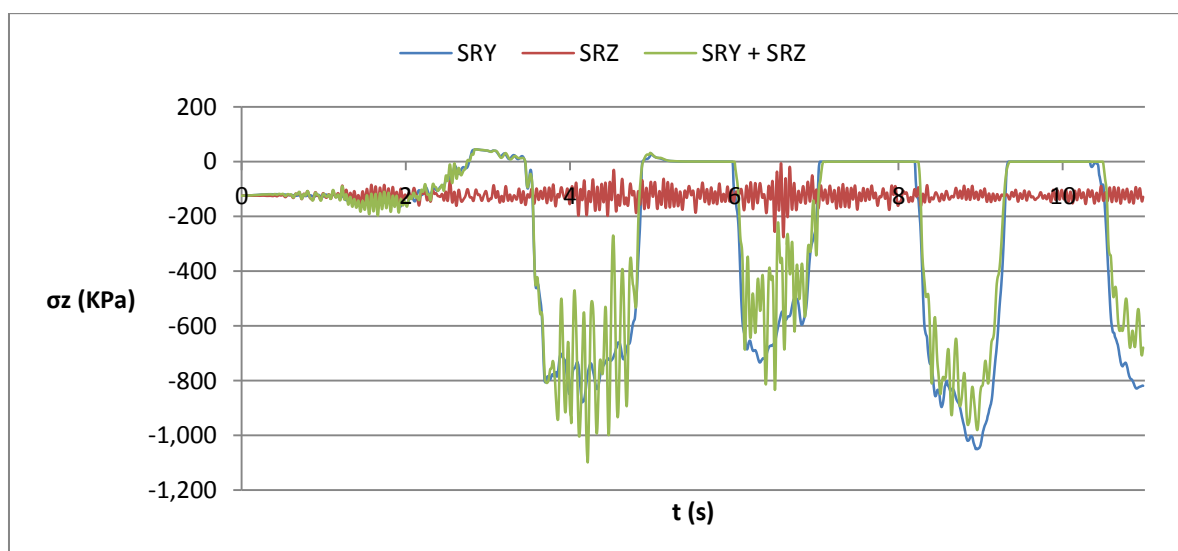
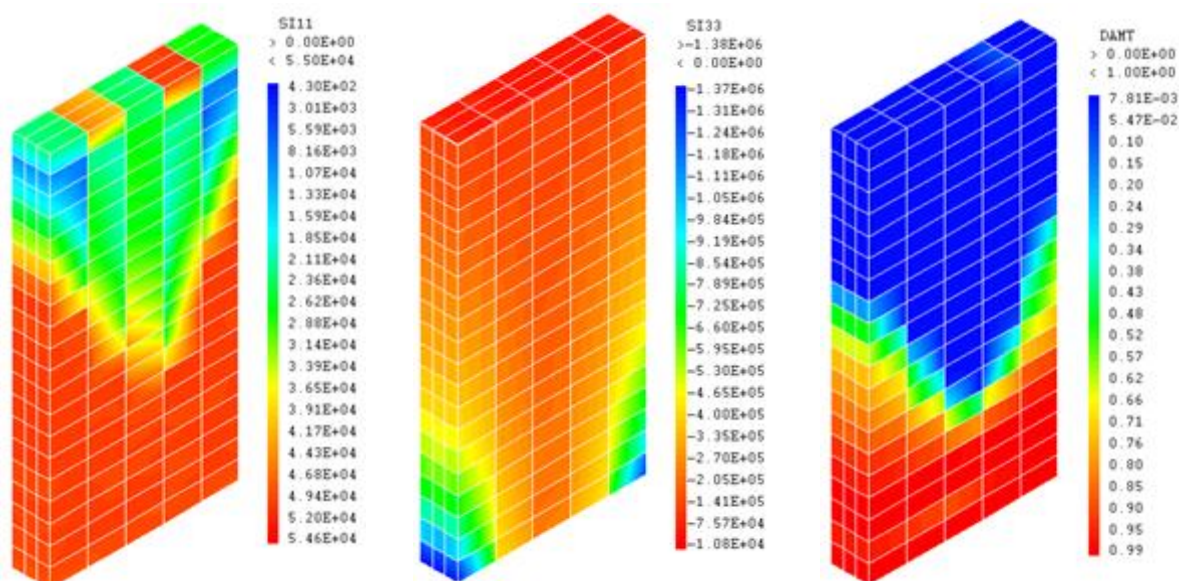


Figura 112 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA1 para as ações sísmicas SRY, SRZ e SRY+SRZ.

4.7.3.2. Mapas das envoltivas de tensões principais e de dano de tração

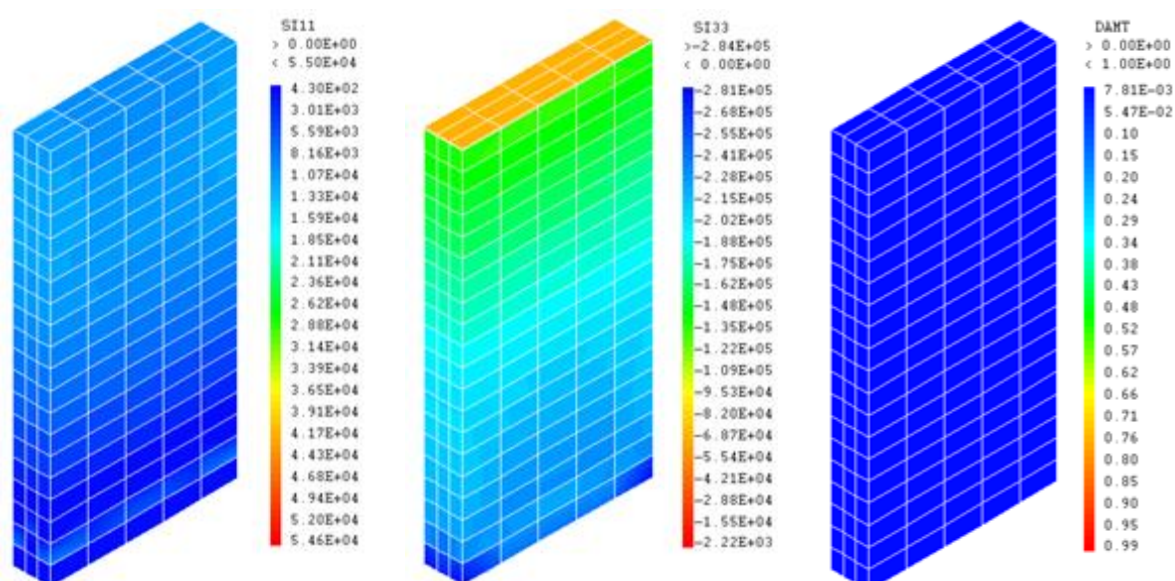


SI11_{máx} = 5.50x10⁴ Pa

SI33_{min} = -1.38x10⁶ Pa

D = 1

Figura 113 – Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRX.



SI11_{máx} = 4.30x10⁴ Pa

SI33_{min} = -2.84x10⁵ Pa

D = 0

Figura 114 – Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRZ.

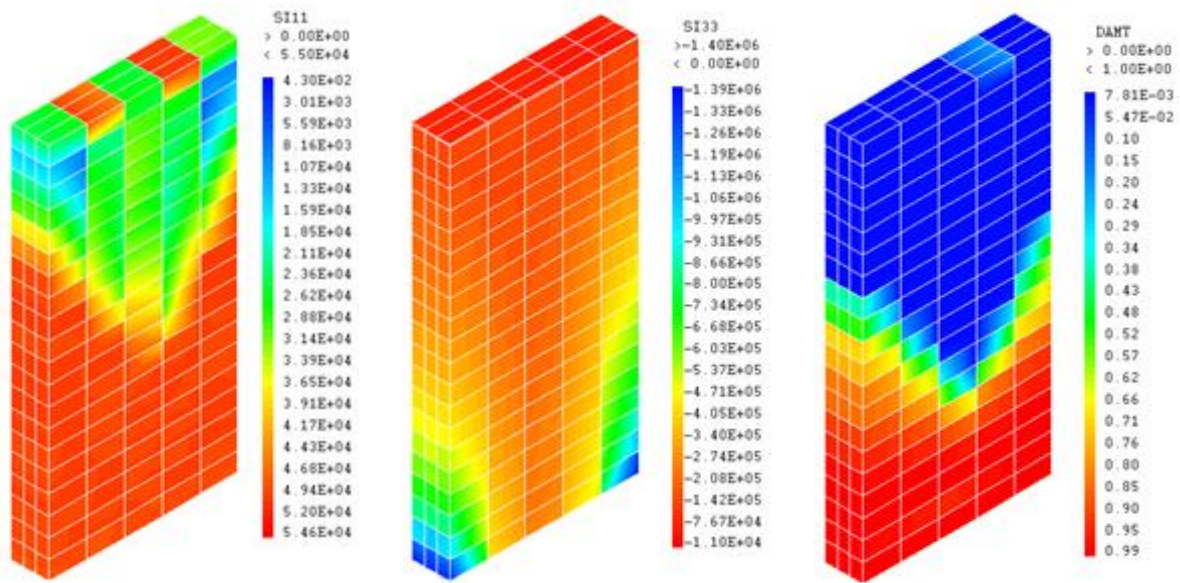


Figura 115 – Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRX+SRZ.

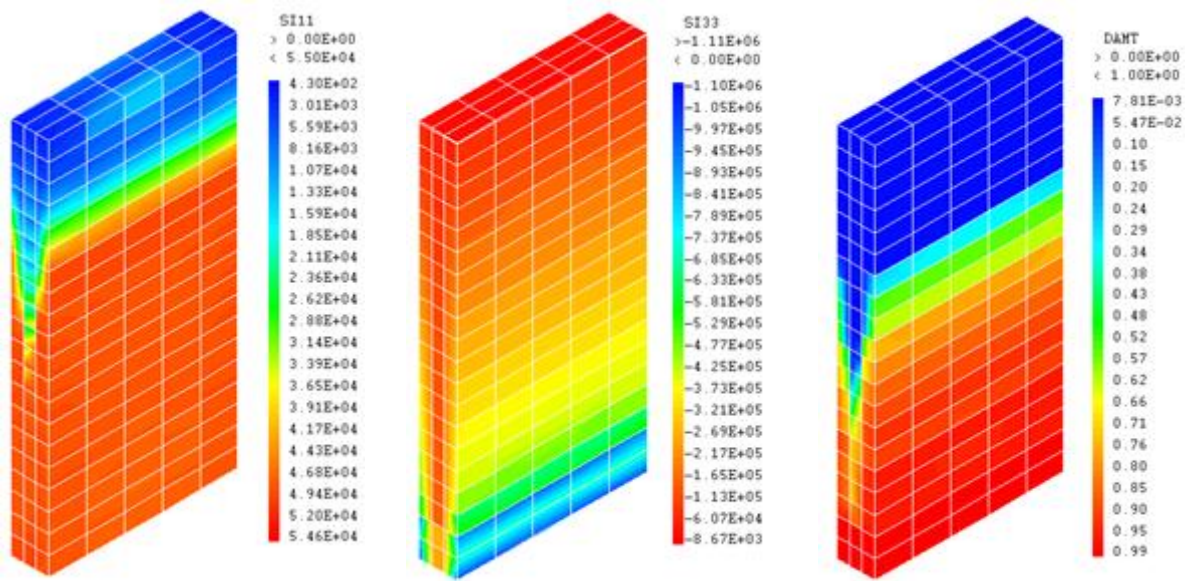


Figura 116 – Mapa das envoltivas de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRY.

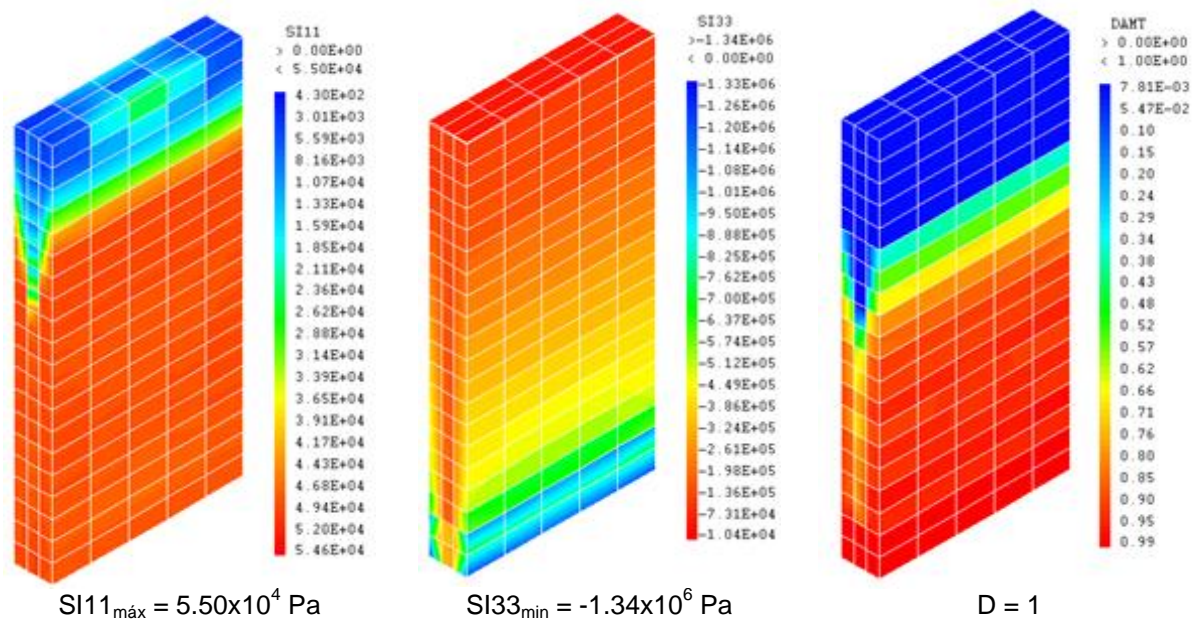


Figura 117 – Mapa das envolventes de tensões principais e de dano de tração para a ação sísmica SRY+SRZ.

4.7.3.3. Conclusões

Ao analisarmos o espectro de resposta vertical do SR observamos que a parede ao ser excitada no seu modo vertical ($f = 19.894$ Hz) iria responder em regime linear elástico com um valor de aceleração vertical aproximadamente de $(L_n/M_n) \times S_a = (3803.4/3358.9) \times 11.06 = 12.52 \text{ m/s}^2$. Embora este valor de aceleração seja elevado, a análise dos resultados expostos (Figura 107 à Figura 112) permite verificar que a ação sísmica SRZ não tem influência significativa na resposta estrutural da parede. Este facto pode ser, uma vez mais, justificado pelo já exposto na análise da ação sísmica SA. Apesar da ação sísmica provocar acelerações verticais consideráveis na parede, os deslocamentos resultantes vão ser muito reduzidos, uma vez que a estrutura é excitada no seu modo vertical com uma frequência elevada $(12.52 / (2 \times \pi \times 19.894))^2 = 0.80 \text{ mm}$.

Ainda que o efeito da ação sísmica SRZ seja pouco significativo, é de todo pertinente destacar que fora do plano, uma vez mais, se verifica uma quase “adição” das curvas de deslocamentos e de tensões na direção vertical. Este dado é muito interessante, uma vez que nos permite concluir que ação sísmica vertical é mais influente no comportamento fora do plano da estrutura do que no comportamento no plano da estrutura.

A observação dos mapas de tensões principais e de dano de tração (Figura 113 à Figura 117) permite confirmar as conclusões retiradas na análise da história de deslocamentos e de tensões. Apesar da aceleração de resposta da PA1 na direção vertical quando submetida ao SR ser considerável ($a=12.52 \text{ m/s}^2$), não provoca alterações significativas no estado de tensão da parede. Os mapas referidos permitem também verificar, também neste caso, que a zona crítica da parede em termos de trações se encontra junto à base.

Note-se que a parede analisada constitui uma estrutura bastante simples. Assim, e tendo em atenção que o comportamento sísmico das estruturas de alvenaria de pedra é muito variado e complexo, é de todo pertinente alargar a análise do efeito da componente sísmica vertical a estruturas com outras geometrias. No capítulo 5 será dada uma pequena contribuição nesse sentido. Esse estudo irá permitir

avaliar o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria de pedra mais complexas, permitindo dar maior suporte às conclusões retiradas da análise da parede PA1.

5

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE CASOS DE ESTUDO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Como referido anteriormente, o comportamento das estruturas de alvenaria de pedra é bastante complexo devido ao facto do material, de características claramente heterogéneas, apresentar uma grande variabilidade interna, quer em termos geométricos, quer em termos das propriedades mecânicas dos materiais que a constituem. O comportamento destas estruturas torna-se ainda mais complexo quando são submetidas a ações dinâmicas, como é o caso das ações sísmicas, tal como se pode constatar no capítulo anterior. No entanto, as análises efetuadas permitiram concluir sobre a relativa pouca influência que a ação sísmica vertical exerce num painel de parede de geometria simples constituído por alvenaria de pedra simulada com o modelo de dano apresentado no capítulo 3, em particular quando conjugada com ações sísmicas horizontais no seu plano.

A questão que agora se coloca é a de saber se os resultados anteriormente obtidos para o painel PA1 são, ou não extrapoláveis para outras geometrias. Nesse sentido, no presente capítulo são analisadas 3 paredes de alvenaria de pedra com configurações geométricas distintas.

A primeira parede analisada, designada por PA2, possui uma forma geométrica simples, retangular, mas com maior comprimento do que a parede PA1: 2.5m de largura, 0.3m de espessura e 1.5m de altura, tendo sido concebida com o intuito de analisar uma parede mais rígida (Figura 118 (a)). A segunda, também retangular, foi denominada de PAJ e representa uma parede com 3.0m de largura, 0.3m de espessura e 3.0m de altura, com uma janela com 1.0m de largura e 1.0m de altura. Pretende-se com esta estrutura analisar o comportamento sísmico de uma parede com uma abertura (Figura 118 (b)). Por fim, a terceira parede analisada, designada por PAL, apresenta uma configuração em L, resultante da junção de dois painéis PA1 (Figura 118 (c)). Estas paredes, tal como a PA1, foram simuladas através de elementos finitos volumétricos e são constituídas pelo material alvenaria de pedra caracterizado pelas curvas de comportamento à tração e compressão ilustradas nas Figuras 58 e 59, respetivamente, e já consideradas nas simulações do capítulo 4.

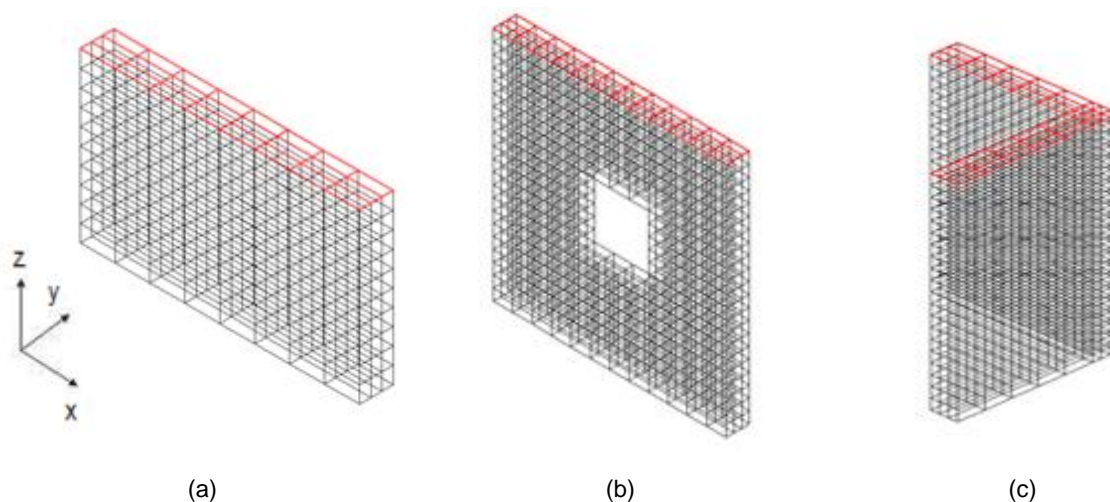


Figura 118 – Paredes analisadas para o corrente capítulo. (a) PA2. (b) PAJ. (c) PAL.

Note-se, que à semelhança do considerado para a PA1, foi considerada uma massa uniformemente distribuída no topo das paredes simulada através de uma camada de elementos de espessura reduzida, 1cm (elementos a vermelho na Figura 118), caracterizada pelas propriedades indicadas na Tabela 3. Contudo, no caso da parede PA2, a densidade deste material foi ainda majorada de 2.5 com o intuito desta estrutura ser excitada no seu modo vertical por uma frequência próxima dos 20 Hz, ou seja idêntica á da parede PA1.

Em termos das condições de apoio, todas as paredes se encontram encastradas na base. Na parede PAL, para além de se terem restringido todos os movimentos na base, impediram-se também as translações na direção x no topo lateral da parede através de apoios simples de simetria, uma vez que a PAL foi simulada com o intuito de estudar o comportamento sísmico de uma estrutura em U (Figura 119).

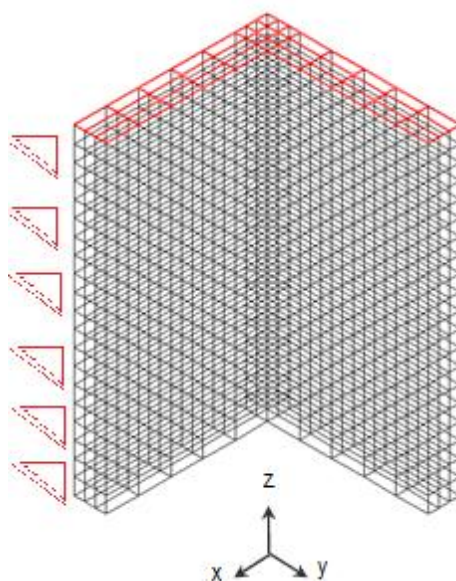


Figura 119 – Parede PAL com apoios simples de simetria na direção x.

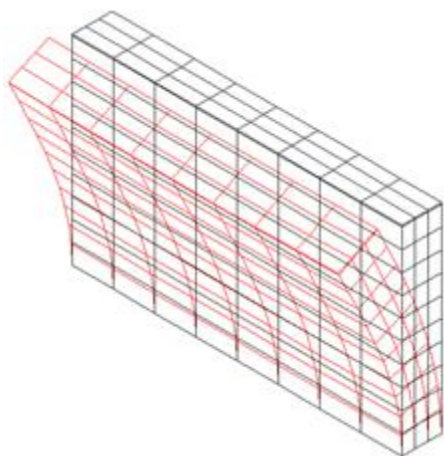
5.2. ANÁLISE MODAL

Tendo por base os procedimentos e pressupostos expostos no capítulo anterior, a análise dinâmica das paredes ilustradas na Figura 118 teve início na análise modal, cujos resultados podem ser consultados nas tabelas (Tabela 6, 7 e 8) e figuras (Figura 120, 121 e 122) seguintes.

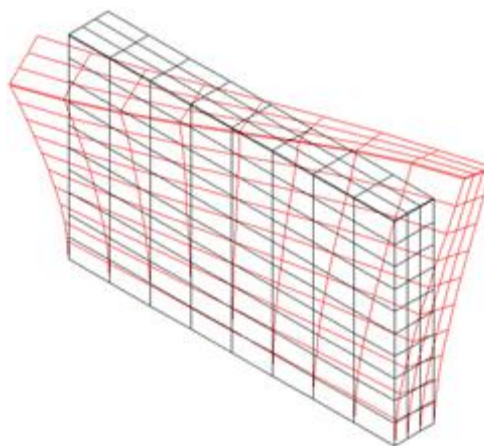
5.2.1. ANÁLISE MODAL DE PA2

Tabela 6 – Frequências e participações modais da parede PA2.

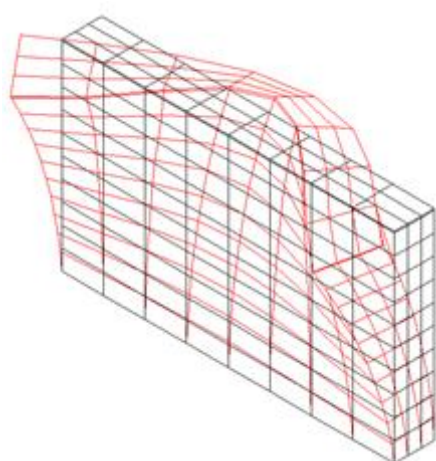
Modo	f (Hz)	M _n (Kg)	L _n (Kg)		
			x	y	z
1	2.116	10648	0.0	11020.68	0.0
2	3.632	4139.2	0.0	0.0	0.0
3	8.050	3165.4	0.0	0.0	0.0
4	9.380	9766.9	10213.25	0.0	0.0
5	14.886	3107.5	0.0	0.0	0.0
6	16.448	5517.8	0.0	0.0	1543.49
7	20.262	8757.2	0.0	0.0	9963.94



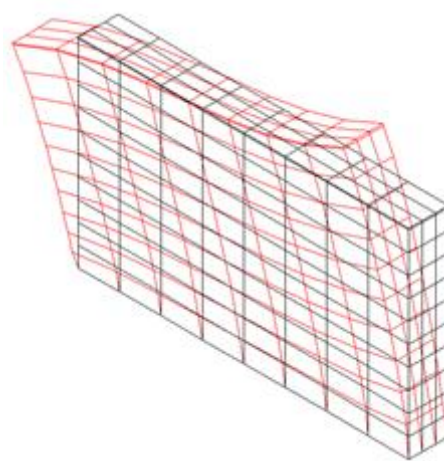
1º Modo (f = 2.116 Hz)



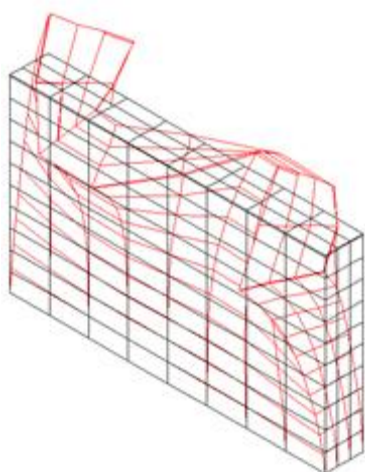
2º Modo (f = 3.632 Hz)



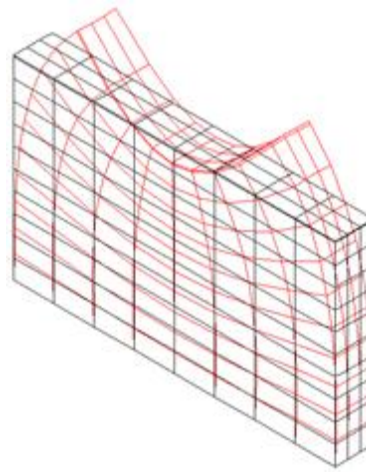
3º Modo ($f = 8.050$ Hz)



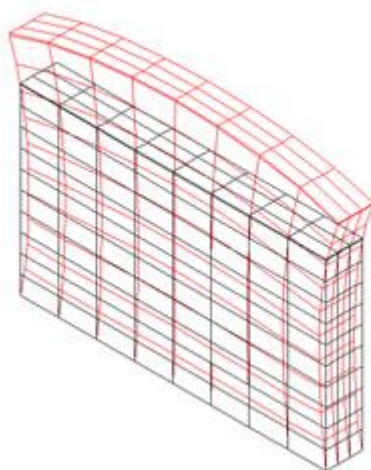
4º Modo ($f = 9.380$ Hz)



5º Modo ($f = 14.886$ Hz)



6º Modo ($f = 16.886$ Hz)



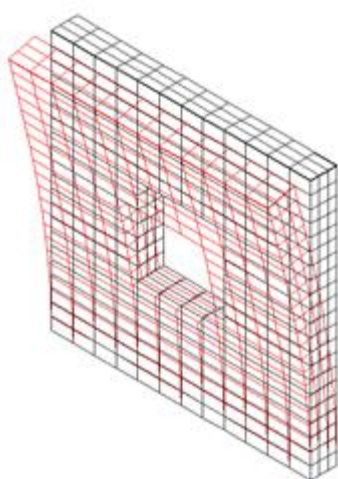
7º Modo ($f = 20.262$ Hz)

Figura 120 – Deformadas modais obtidas para a parede PA2.

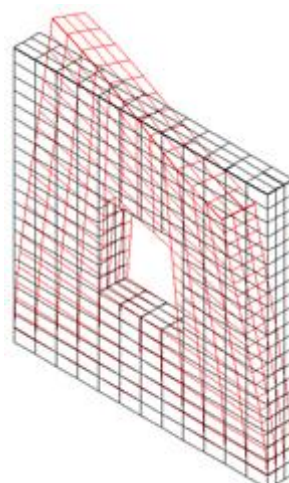
5.2.2. ANÁLISE MODAL DE PAJ

Tabela 7 – Frequências e participações modais da parede PAJ.

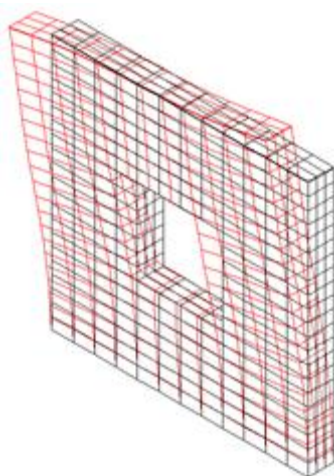
Modo	f (Hz)	M _n (Kg)	L _n (Kg)		
			x	y	z
1	1.001	5980.2	0.0	6581.21	0.0
2	2.580	2308.5	0.0	0.0	0.0
3	6.313	6095.3	6683.50	0.0	0.0
4	8.313	1874.9	0.0	281.48	0.0
5	10.964	1557.4	0.0	1245.30	0.0
6	13.841	955.7	0.0	0.0	0.0
7	16.521	4374.1	0.0	0.0	5579.60



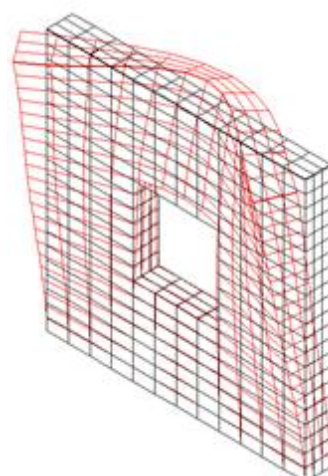
1º Modo (f = 1.001 Hz)



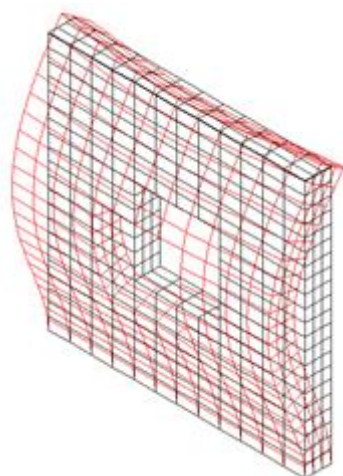
2º Modo (f = 2.580 Hz)



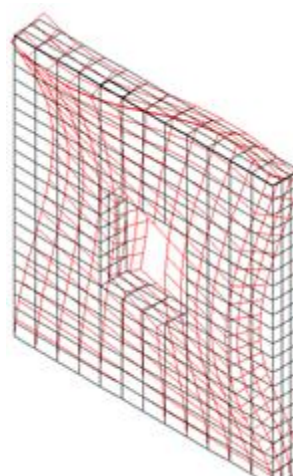
3º Modo (f = 6.126 Hz)



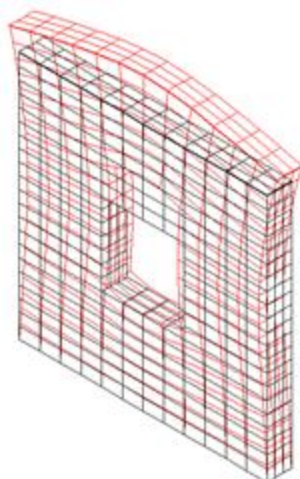
4º Modo (f = 8.313 Hz)



5º Modo ($f = 10.964$ Hz)



6º Modo ($f = 13.841$ Hz)



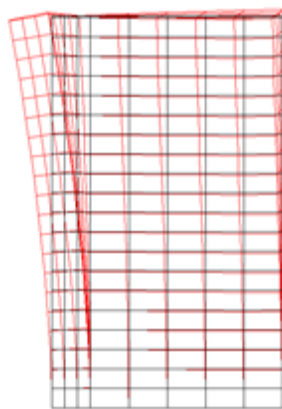
7º Modo ($f = 16.521$ Hz)

Figura 121 – Deformadas modais obtidas para a parede PAJ.

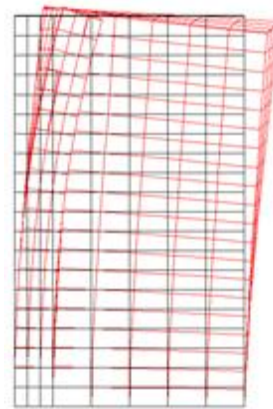
5.2.3. ANÁLISE MODAL DE PAL

Tabela 8 – Frequências e participações modais da parede PAL.

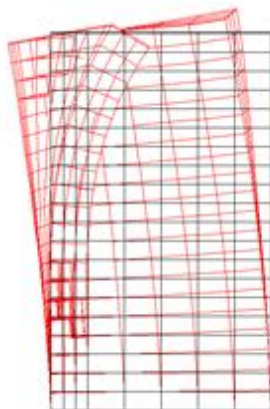
Modo	f (Hz)	M _n (Kg)	L _n (Kg)	
			y	z
1	3.064	2049.2	-2010.24	0.0
2	4.549	3077.4	4002.77	0.0
3	8.039	2935.3	-1857.66	0.0
4	13.925	719.9	-125.77	0.0
5	15.557	1786.4	681.01	0.0
6	18.447	1212.8	734.04	440.82
7	19.690	5580.9	0.0	5844.88



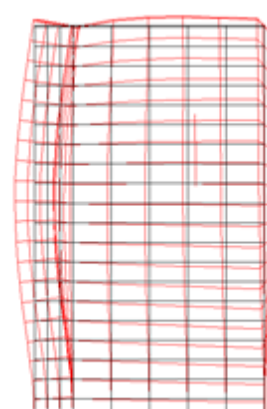
1º Modo (f = 3.064 Hz)



2º Modo (f = 4.549 Hz)



3º Modo (f = 8.039 Hz)



4º Modo (f = 13.925 Hz)

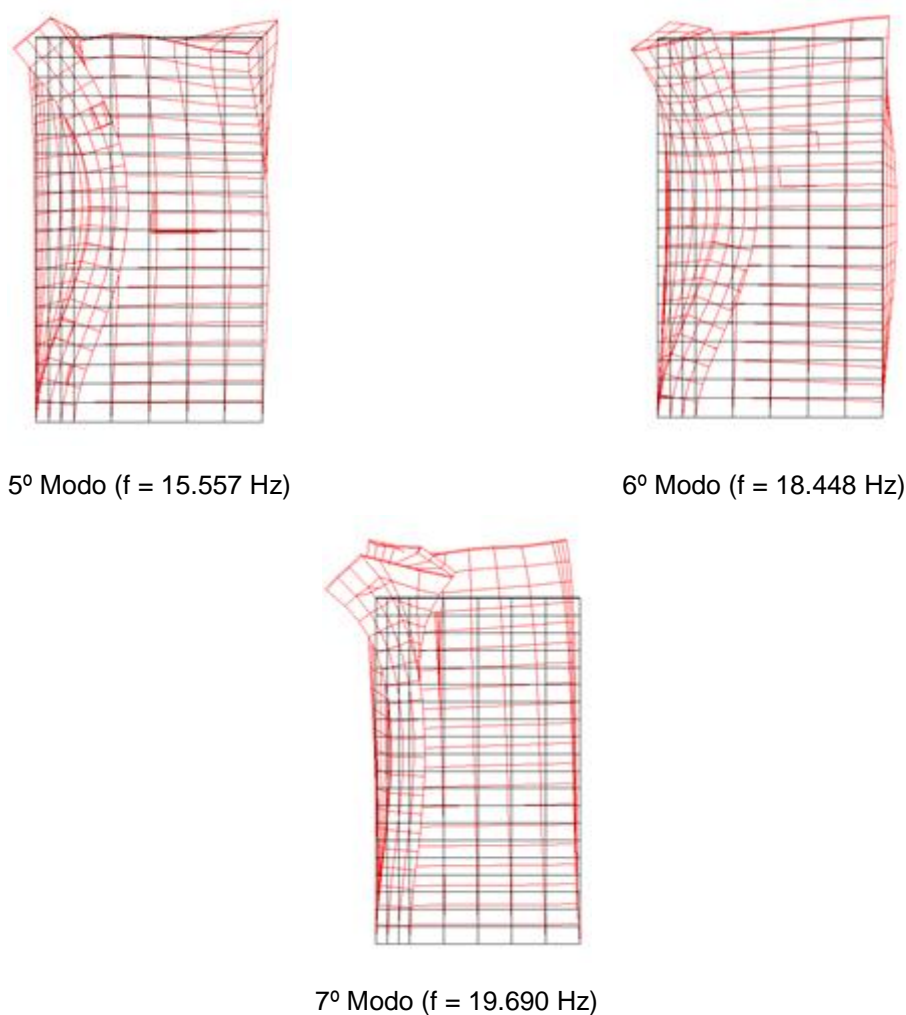


Figura 122 – Deformadas modais obtidas para a parede PAL.

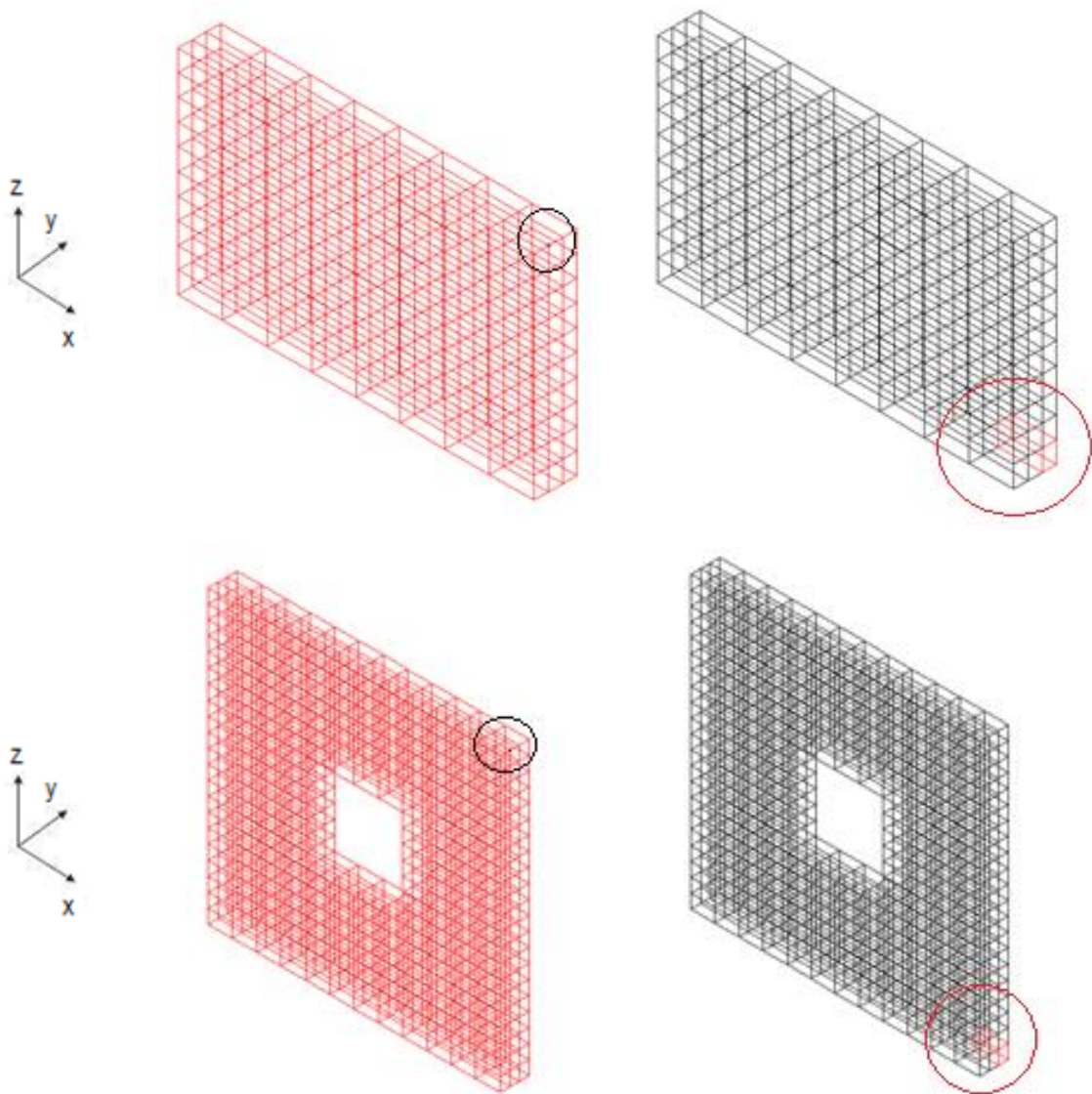
5.3. ANÁLISE DINÂMICA

As análises dinâmicas efetuadas no presente capítulo consideraram apenas as ações sísmicas SA. Esta opção resulta da constatação de que as conclusões retiradas da análise da PA1 sob a ação do SA e do SR são semelhantes, sendo portanto redundante a análise das duas ações. Relativamente à parede PAL, esta apenas foi analisada quando submetida às ações sísmicas verticais e horizontais na direção y, uma vez que os seus movimentos na direção x se encontram impedidos pelos apoios de simetria.

A resolução do problema dinâmico decorrente da consideração das ações do SA foi realizada através da integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, recorrendo ao método de Newmark, tal como se apresentou no capítulo 4. Recorde-se que o método de Newmark implica a adoção de um intervalo temporal (Δt), dependente do conteúdo em frequências da estrutura e da ação dinâmica (ver capítulo 4). Uma vez que as paredes PA2, PAJ e PAL são excitadas no modo de vibração vertical por frequências idênticas à da parede PA1 quando excitada no modo equivalente, foi considerado o intervalo de tempo adotado na análise da PA1, isto é, $\Delta t = 0.005 \text{ s}$.

5.4. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA – COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

No presente subcapítulo apresentam-se os resultados obtidos na análise dinâmica efetuada as paredes PA2, PAJ e PAL simuladas com o modelo de comportamento material apresentado no capítulo 3 e já utilizado no capítulo 4. Tal como no capítulo anterior, é apresentada a história de deslocamentos e de tensões verticais ao longo do tempo de um ponto no topo e de um elemento na base, respetivamente (ver pontos e elementos analisados para cada parede na Figura 123). Para além da evolução temporal dos deslocamentos e das tensões axiais verticais, são apresentados também os mapas das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração. Note-se que para estas paredes não são expostos os mapas das envolventes de tensões principais de compressão, pois apesar da ação sísmica vertical aumentar significativamente as tensões de compressão (como se constatou na análise da PA1), os esforços de compressão geralmente não condicionam, nem alteram significativamente, o comportamento estrutural das estruturas de alvenaria de pedra devido à sua elevada resistência à compressão quando comparada com a resistência à tração.



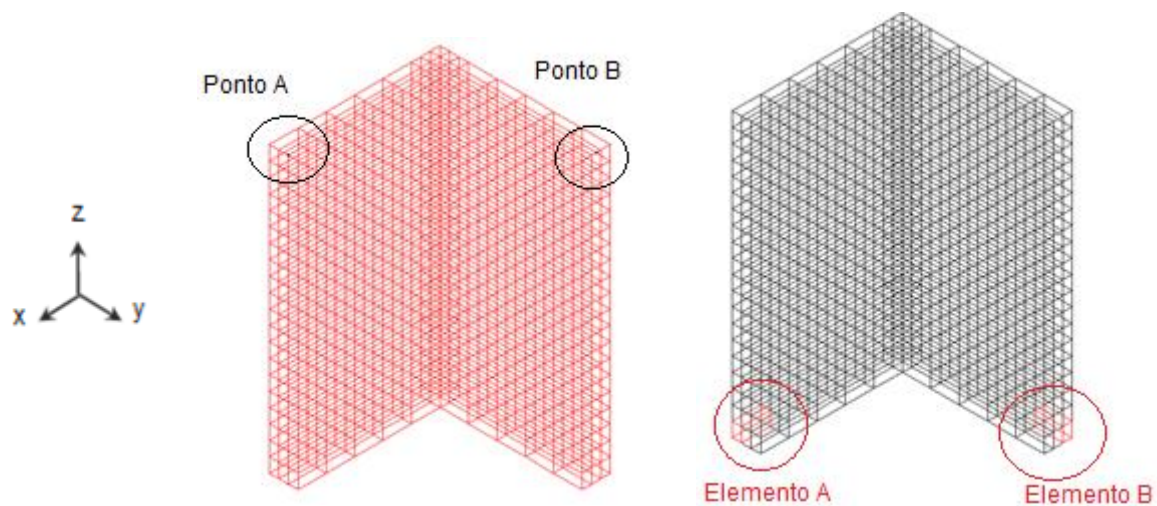


Figura 123 – Pontos e elementos das paredes PA2, PAJ e PAL analisados.

5.4.1. RESULTADOS DE PA2

5.4.1.1. História de deslocamentos e de tensões axiais verticais

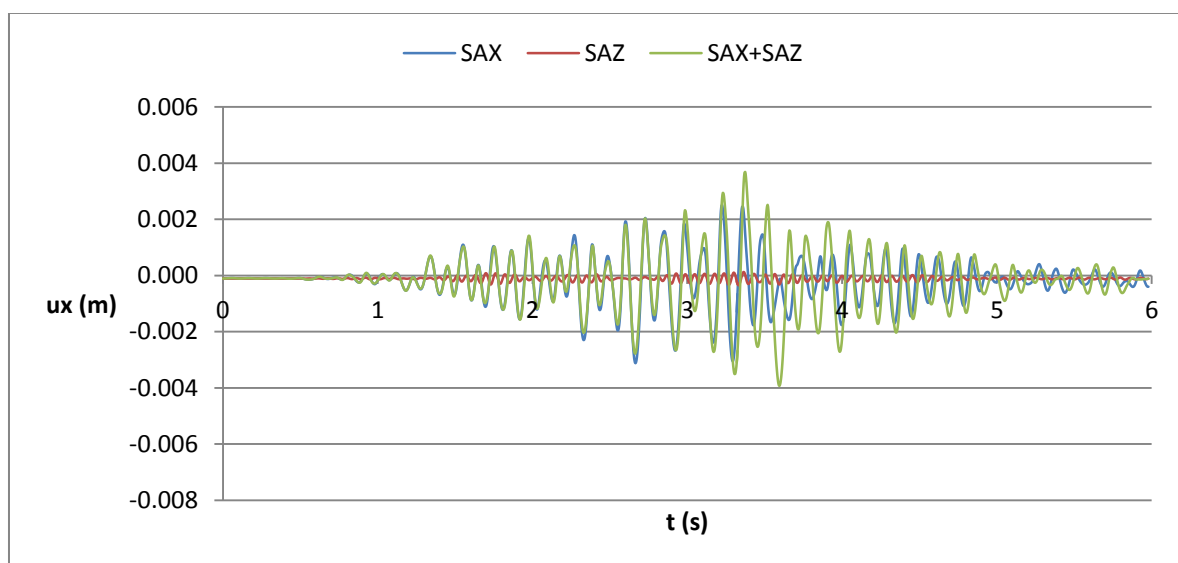


Figura 124 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

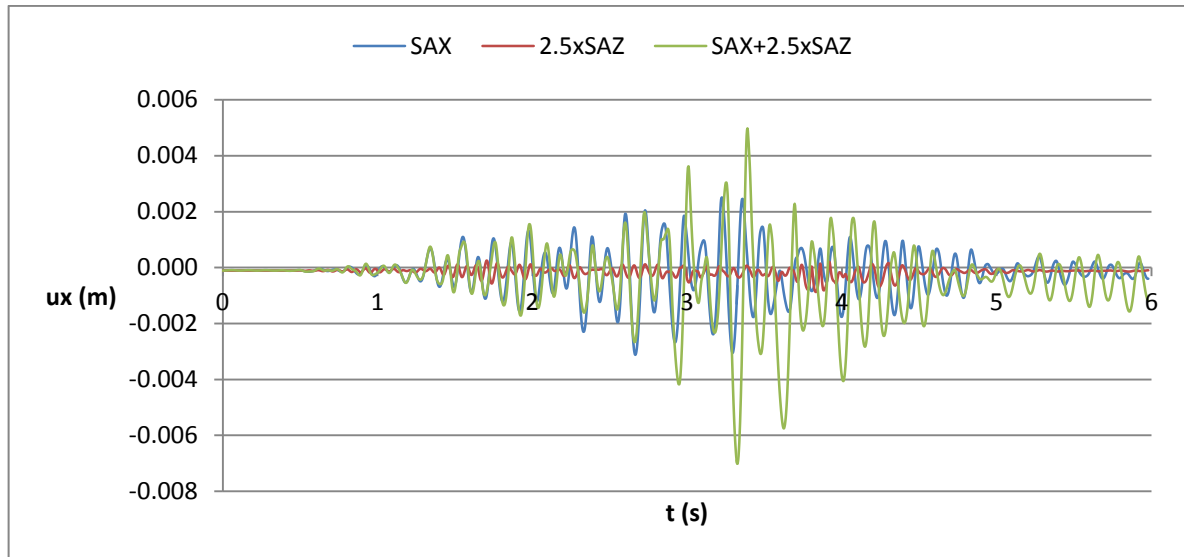


Figura 125 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

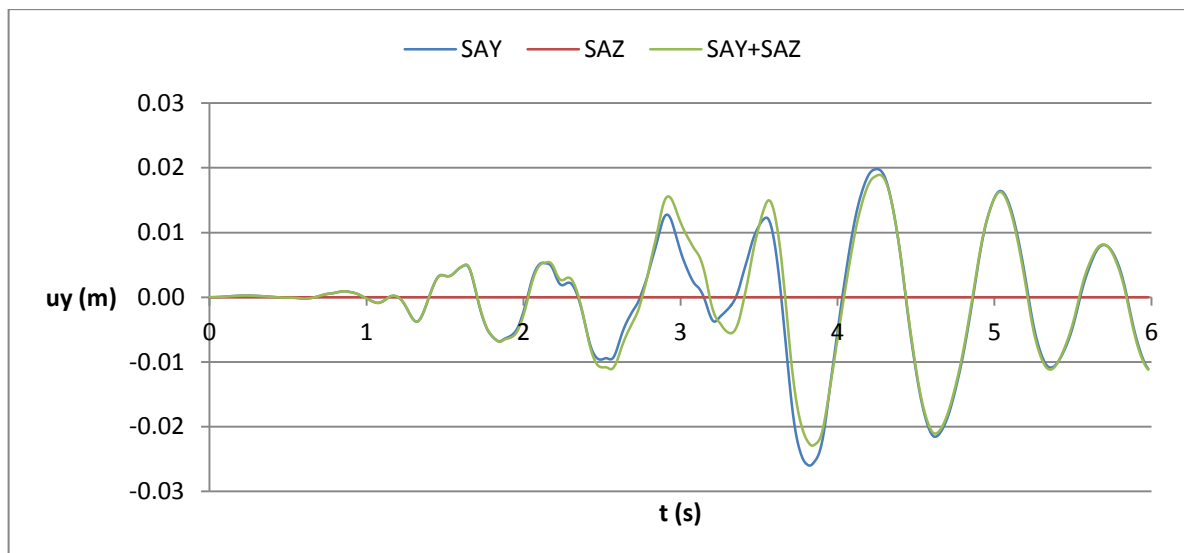


Figura 126 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

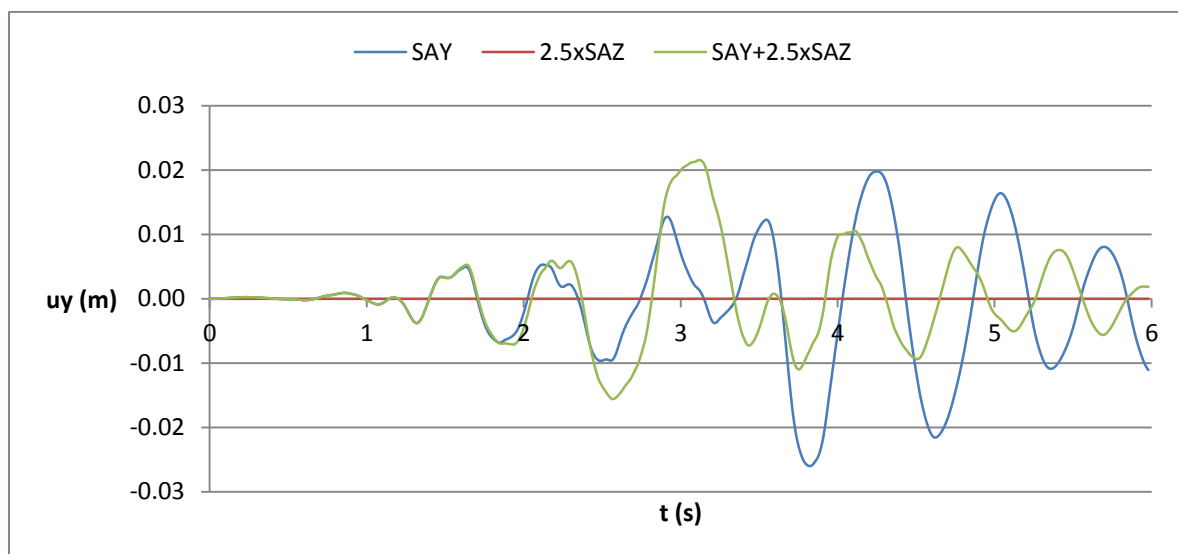


Figura 127 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

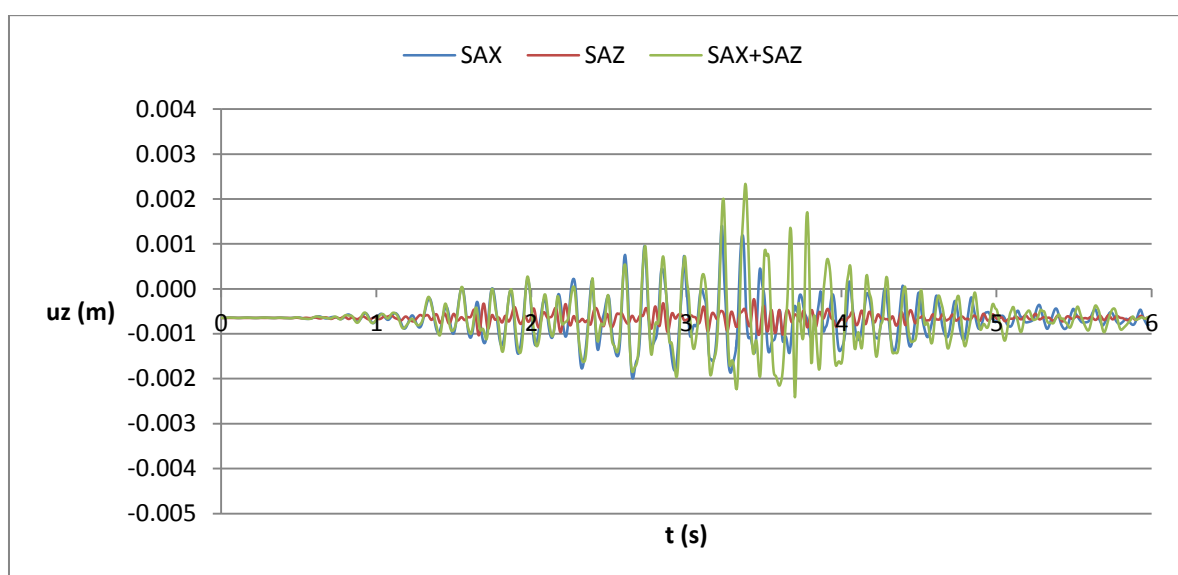


Figura 128 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

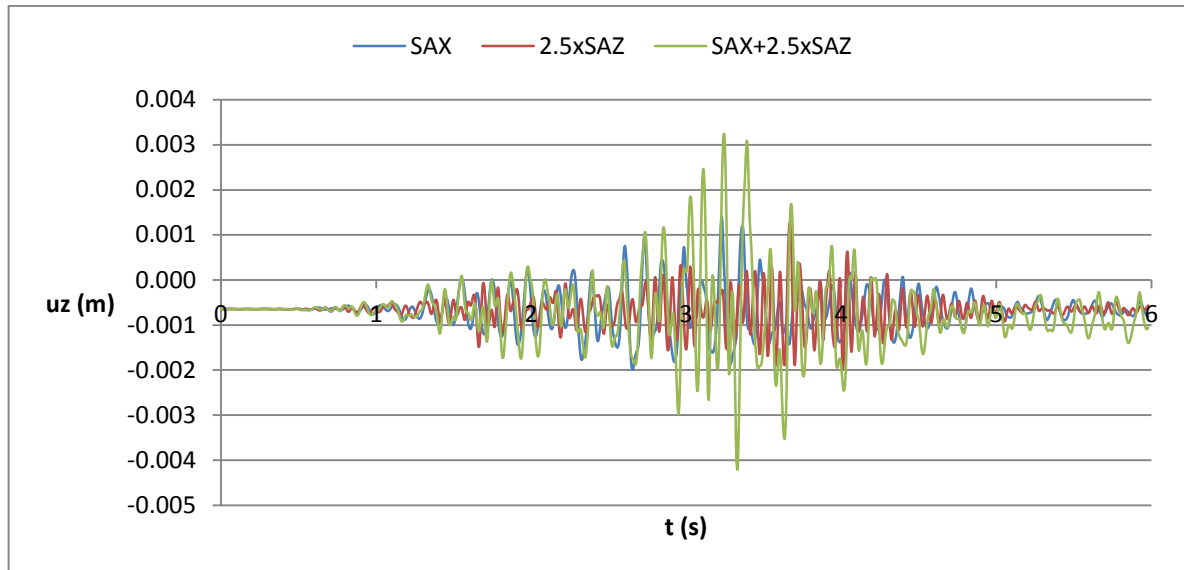


Figura 129 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

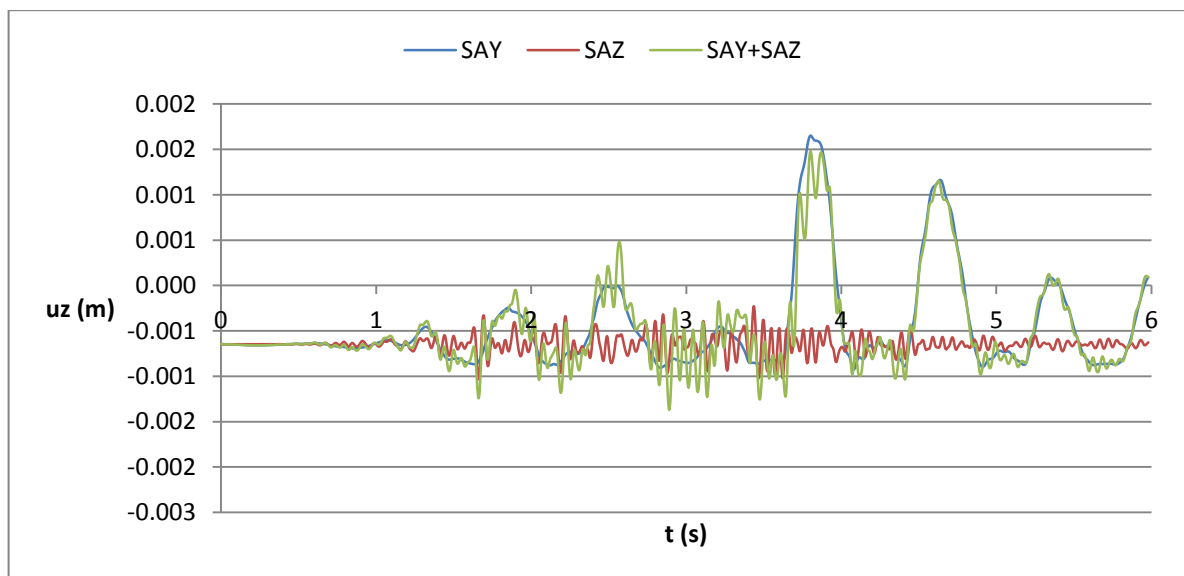


Figura 130 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

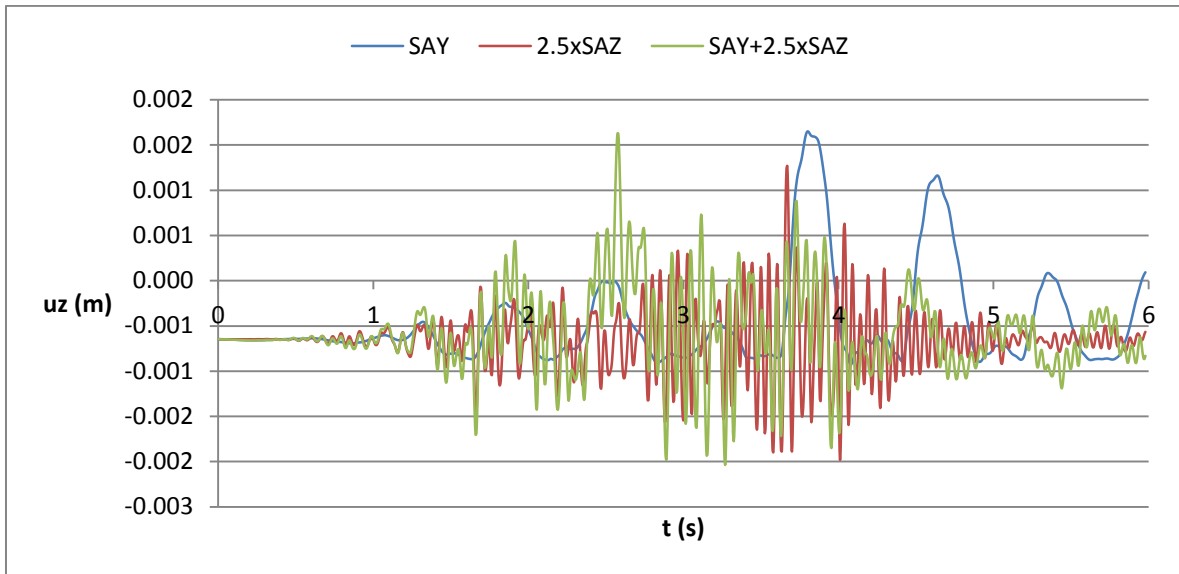


Figura 131 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

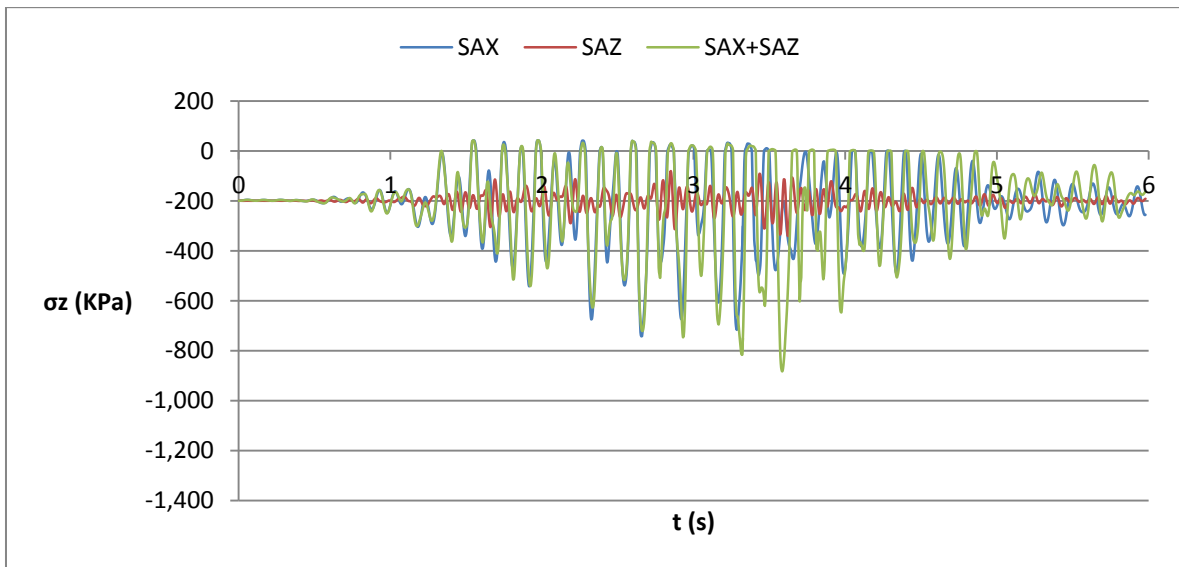


Figura 132 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

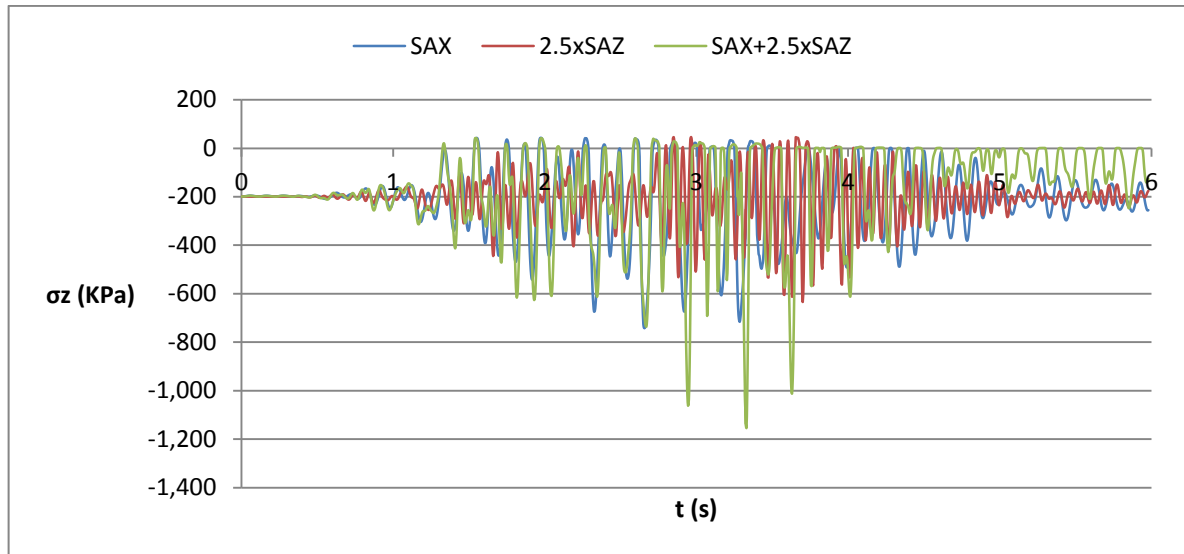


Figura 133 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

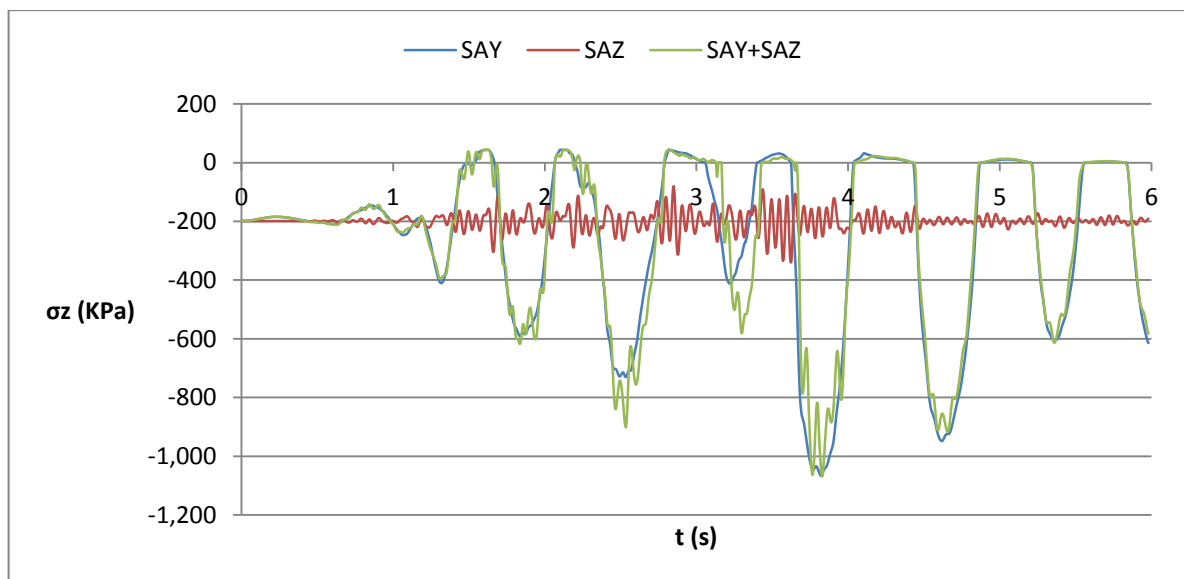


Figura 134 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

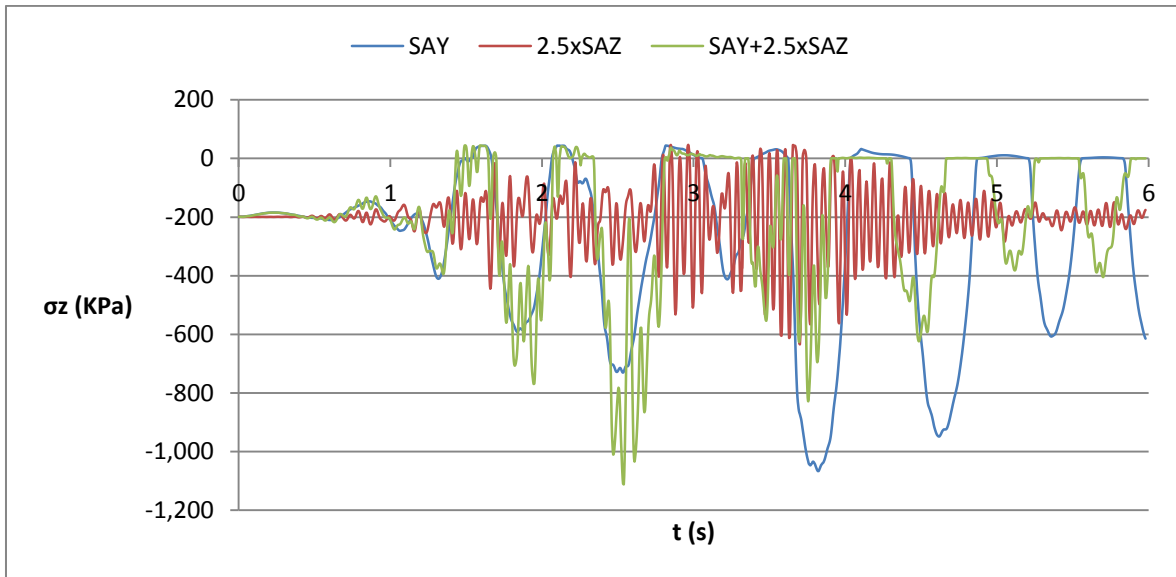


Figura 135 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PA2 para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

5.4.1.2. Mapas das envoltórias de tensões principais de tração e de dano de tração

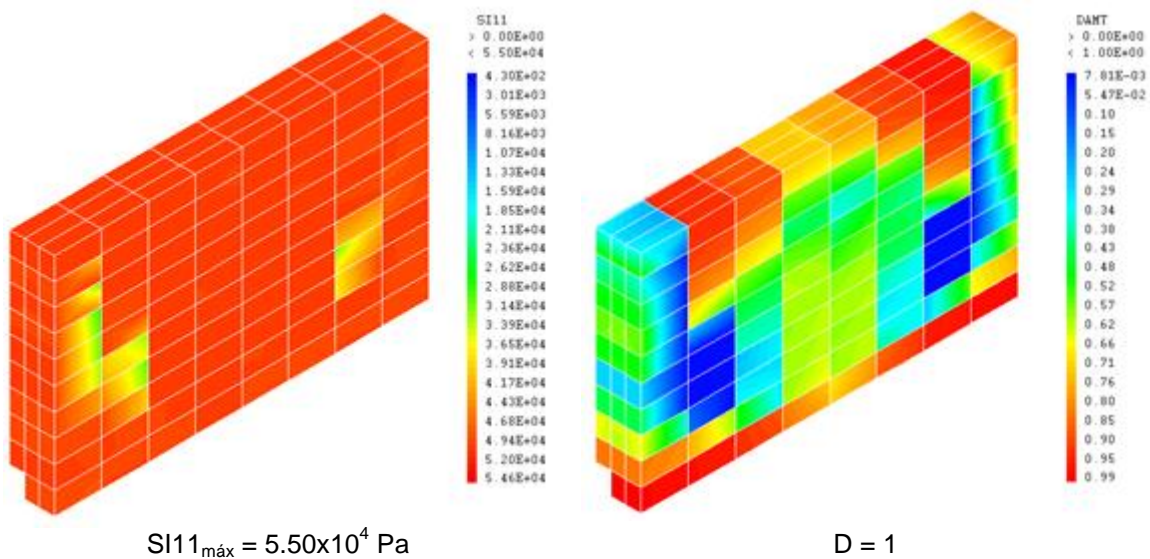


Figura 136 – Mapa das envoltórias de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX.

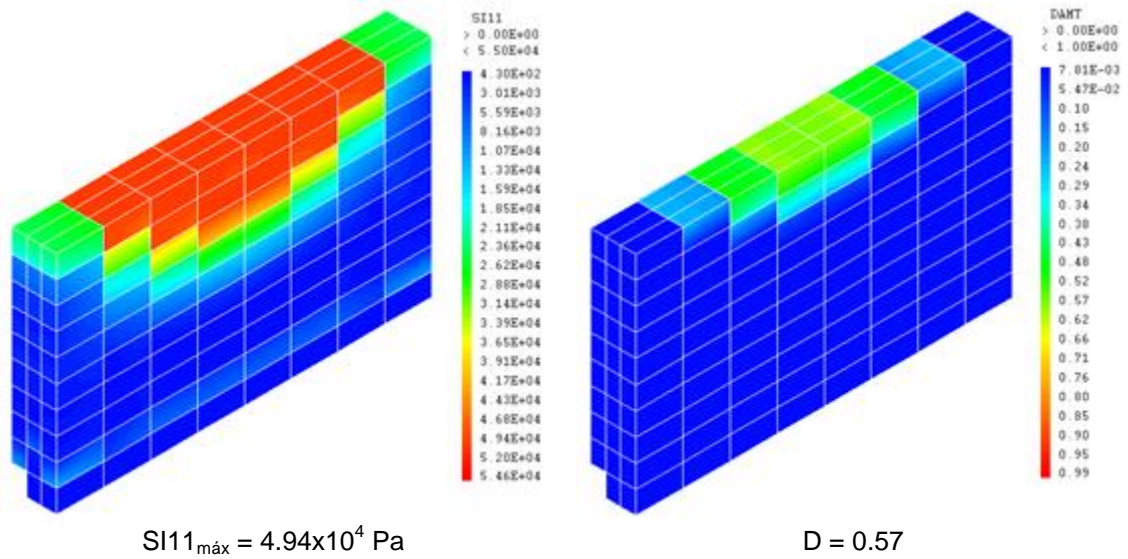


Figura 137 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.

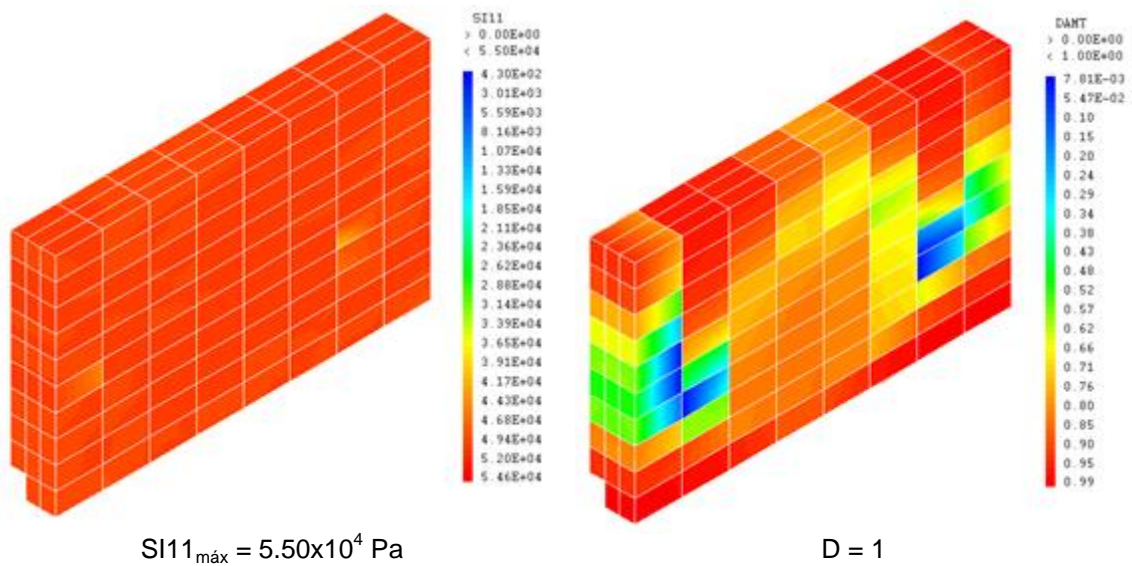


Figura 138 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+SAZ.

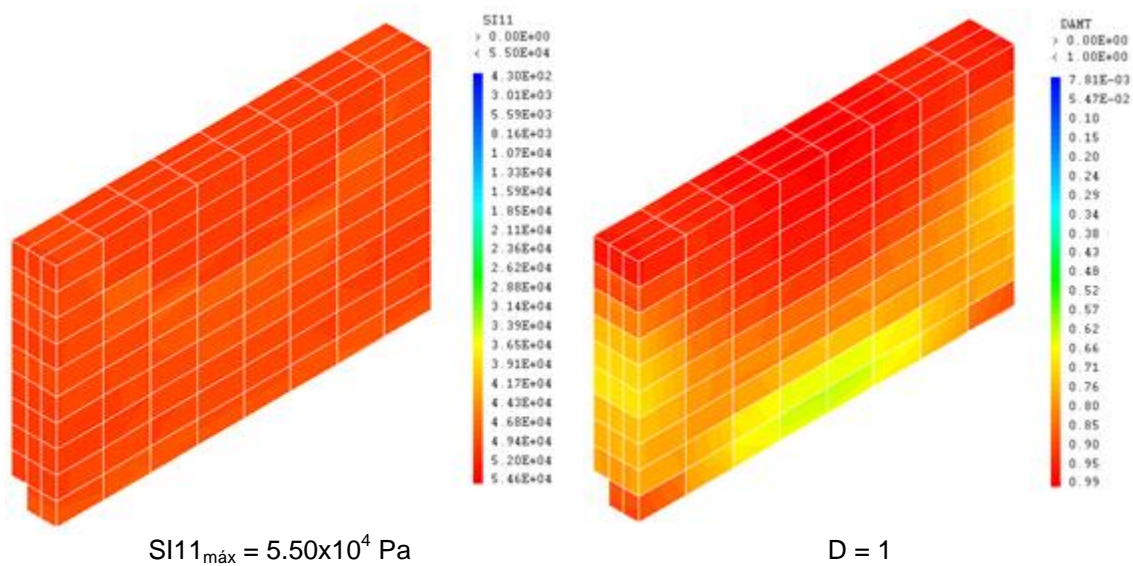


Figura 139 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.

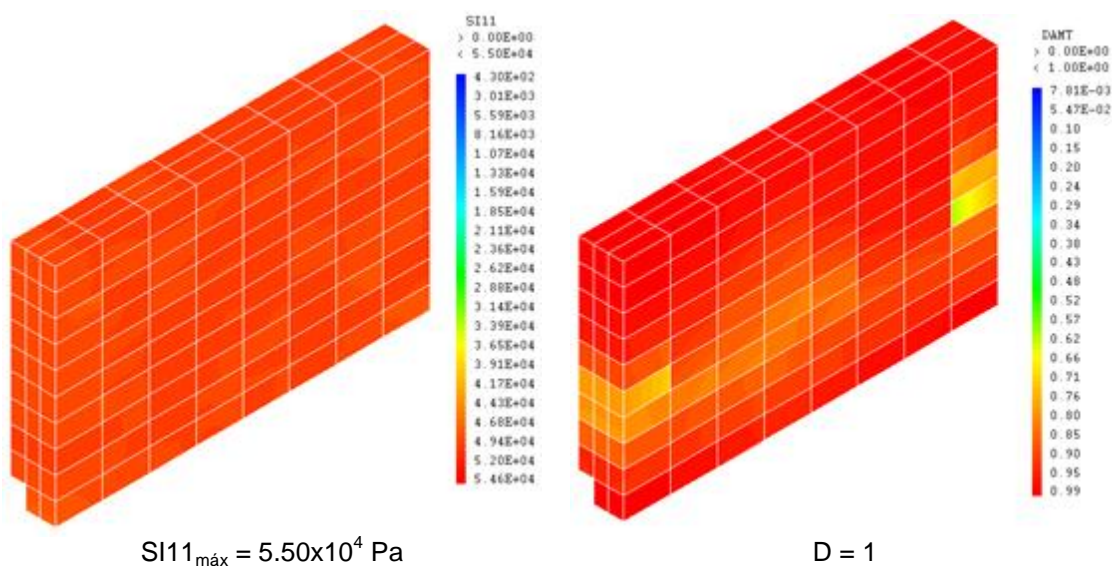


Figura 140 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+2.5xSAZ.

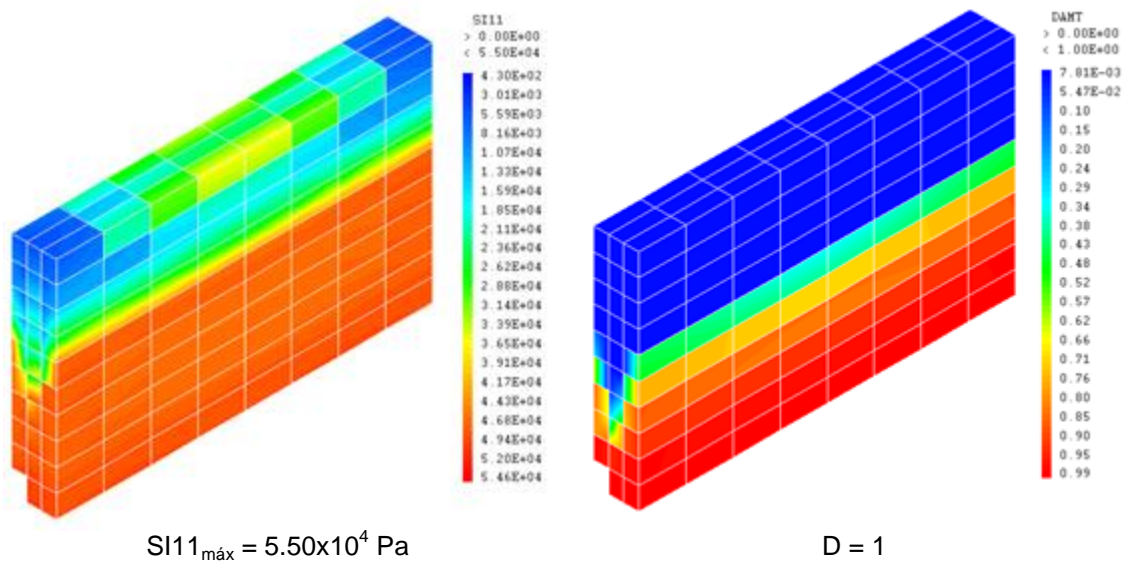


Figura 141 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY.

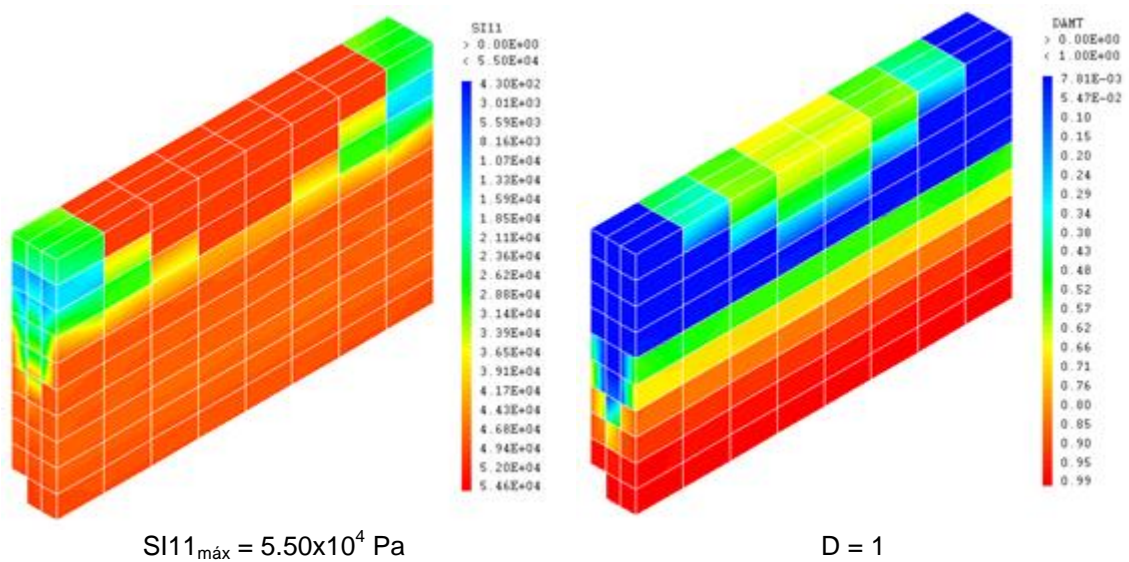


Figura 142 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.

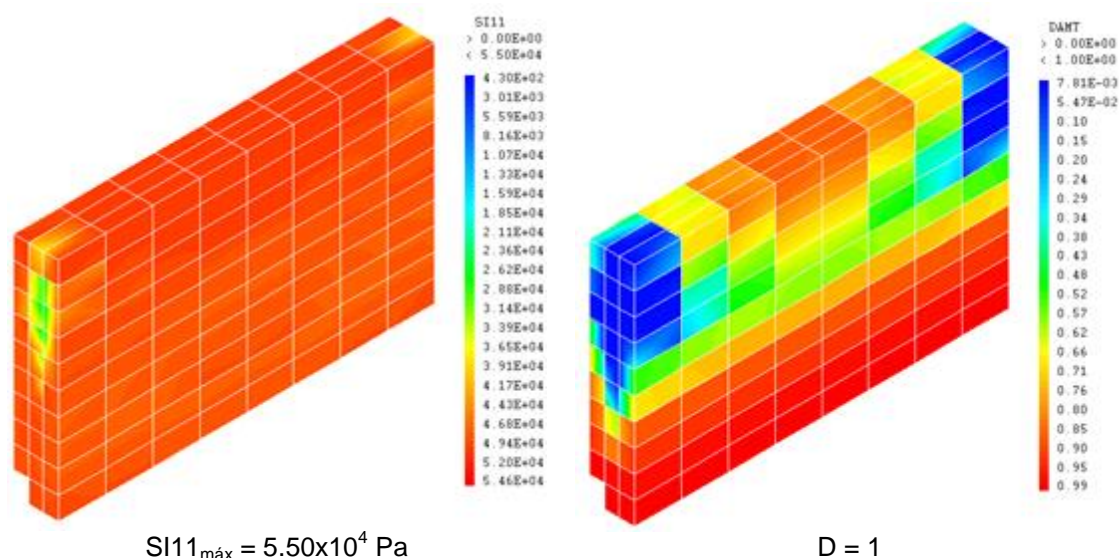


Figura 143 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.

5.4.1.3. Conclusões

Como é possível observar pela análise da história de deslocamentos (Figura 124 à Figura 127), a ação sísmica SAZ, ao atuar em simultâneo com as ações sísmicas horizontais SAX e SAY, tem uma influência pouco significativa na resposta estrutural da parede nas direções horizontais. Contudo, a ação sísmica vertical aparenta ganhar alguma influência quando é majorada, sendo esta influência mais evidente fora do plano da parede. Apesar da ação 2.5xSAZ combinada com SAX aumentar de forma mais evidente os deslocamentos máximos, quando combinada com SAY provoca uma importante alteração da frequência na resposta da estrutura na direção y, resultante da flexibilização da parede.

Relativamente aos deslocamentos obtidos na direção vertical (Figura 128 à Figura 131), verifica-se que ação sísmica vertical provoca um aumento dos deslocamentos máximos verticais, sendo este aumento mais evidente quando a SAZ atua em conjunto com SAX. Apesar de haver uma aparente “sobreposição” das curvas de deslocamentos das ações SAY e SAZ quando estas atuam em simultâneo, esta “sobreposição” não se traduz num incremento significativo dos deslocamentos máximos verticais. A influência da ação sísmica vertical no comportamento vertical da estrutura torna-se ainda mais evidente quando é majorada de 2.5. Como é possível verificar pelos resultados obtidos, apesar da ação sísmica 2.5xSAZ combinada com SAY não alterar de modo significativo os deslocamentos máximos verticais da parede, esta aumenta de forma substancial os deslocamentos máximos verticais da estrutura quando combinada com a SAX.

Este aumento dos deslocamentos máximos verticais provoca um aumento significativo das tensões axiais verticais de compressão, mas ainda assim para valores bastante inferiores à capacidade resistente da alvenaria analisada (Figura 132 e Figura 135).

Por fim, a visualização dos mapas das envolventes de tensões principais e de dano de tração (Figura 136 à Figura 143), para além de mostrar que a componente sísmica vertical tem uma influência significativa na resposta estrutural da parede, principalmente quando majorada de 2.5, mostra ainda que a ação sísmica vertical tem um efeito particularmente devastador no topo da parede.

5.4.2. RESULTADOS DE PAJ

5.4.2.1. História de deslocamentos e de tensões verticais

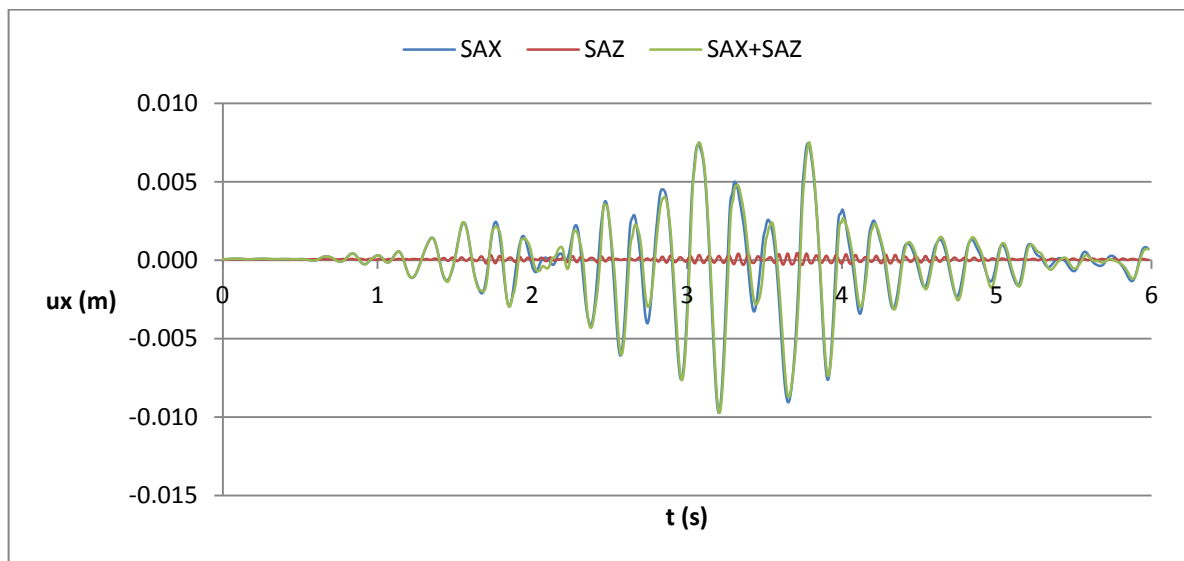


Figura 144 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

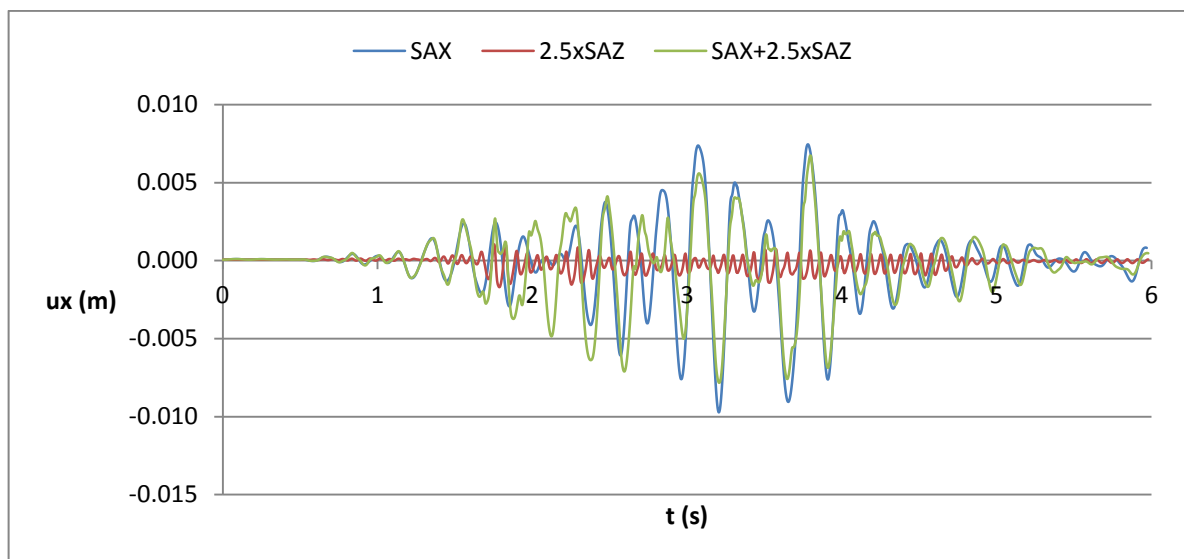


Figura 145 – História de deslocamentos na direção x do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

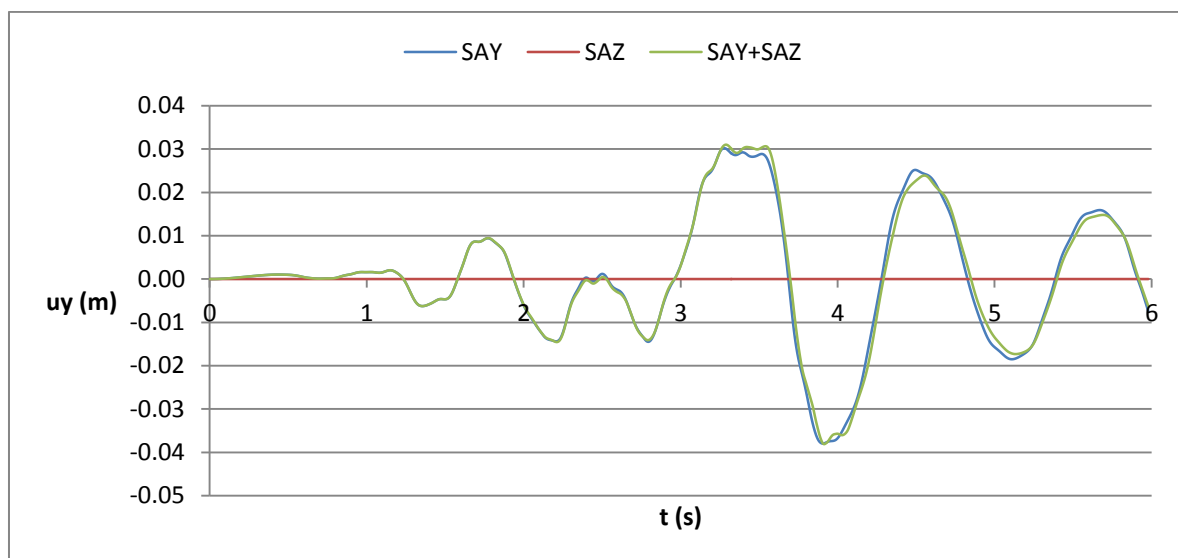


Figura 146 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

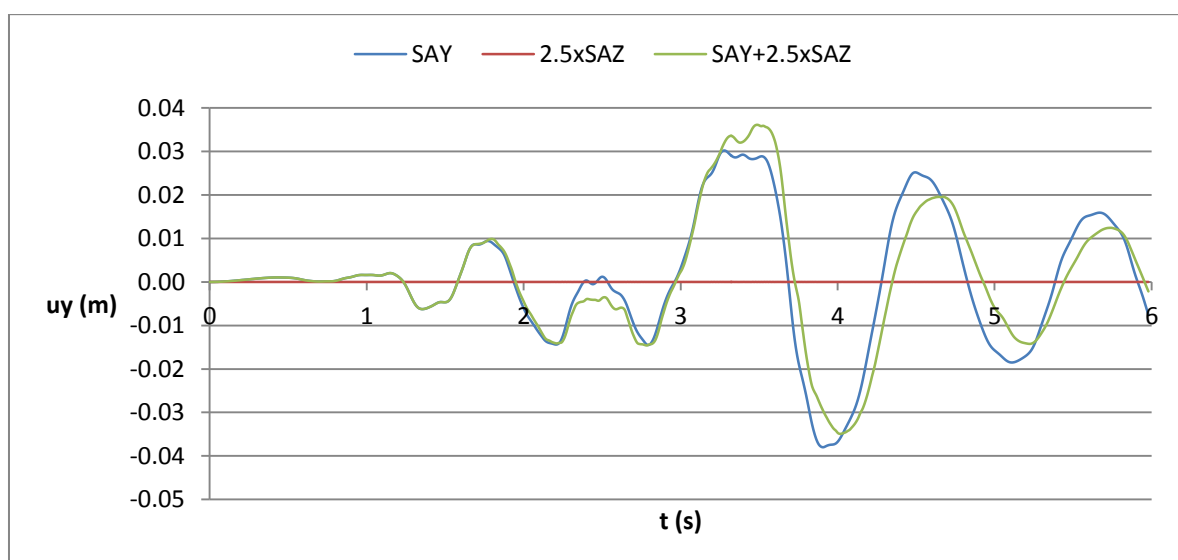


Figura 147 – História de deslocamentos na direção y do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

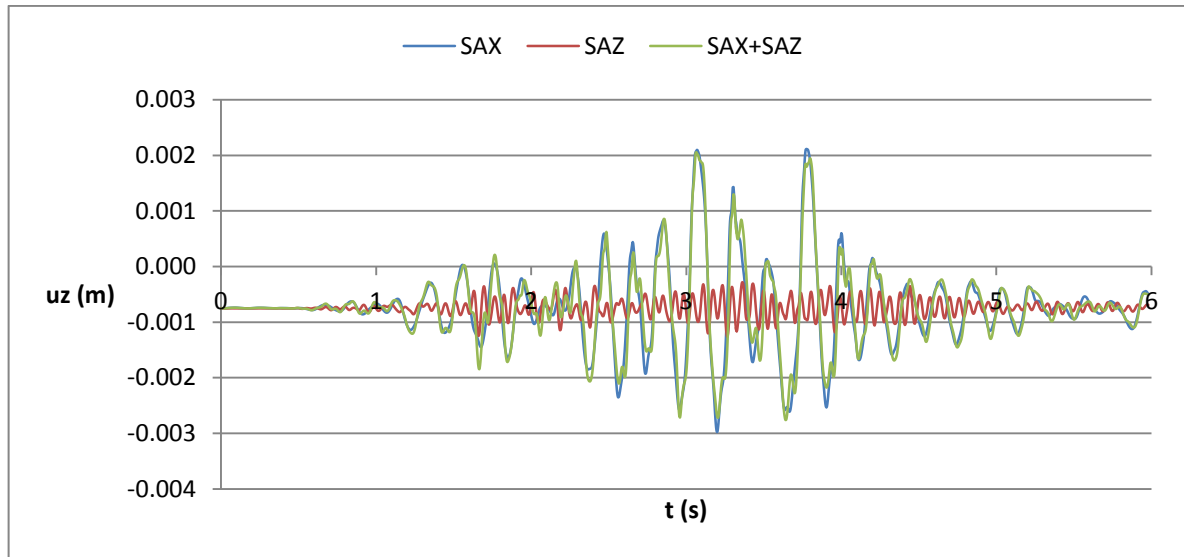


Figura 148 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

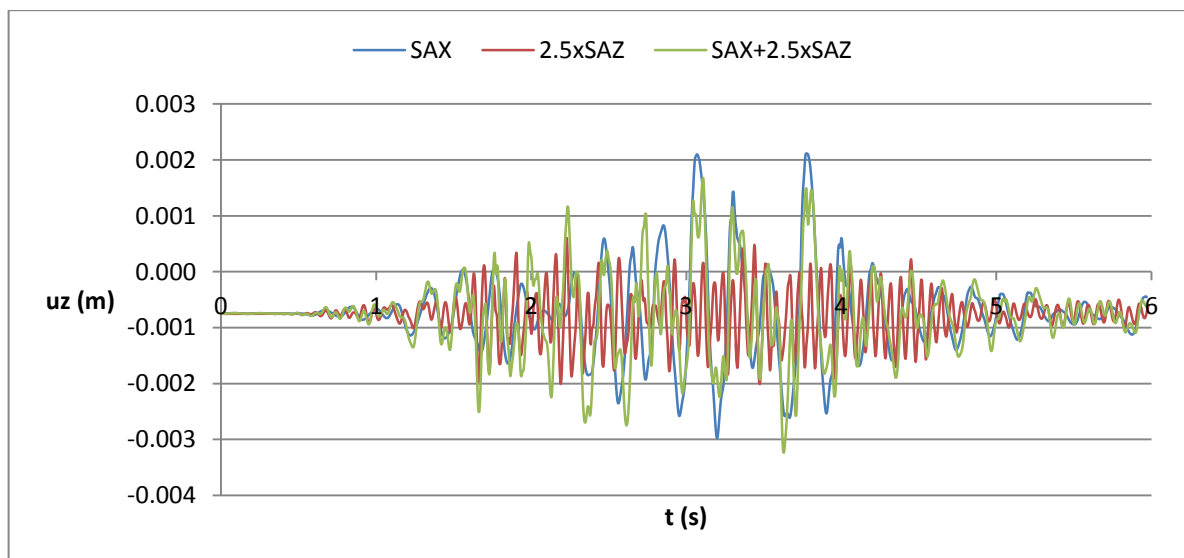


Figura 149 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, 2.5xSAZ e SAX+2.5xSAZ.

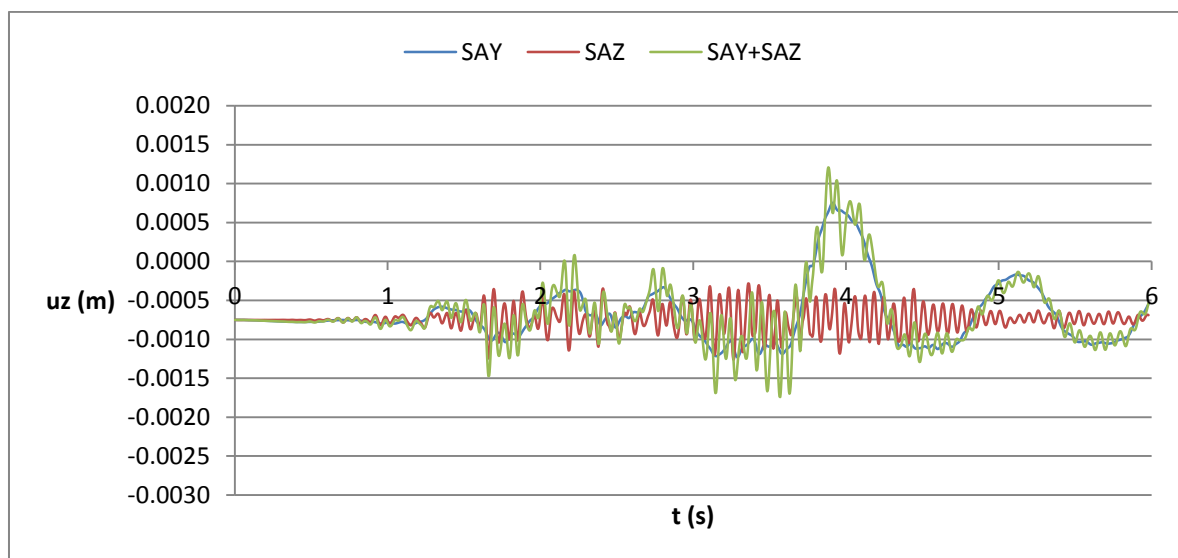


Figura 150 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

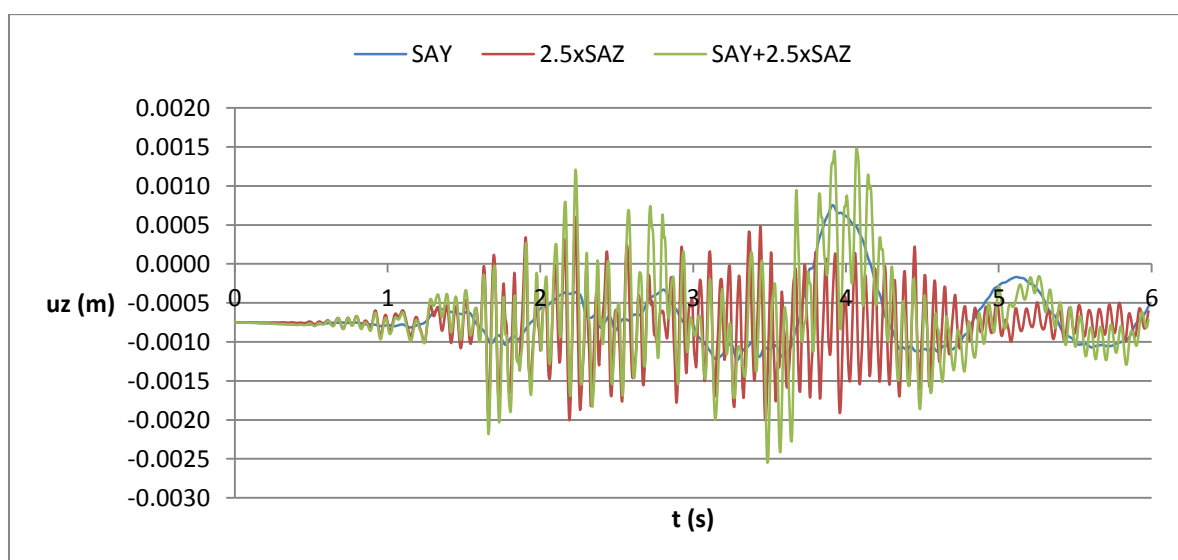


Figura 151 – História de deslocamentos na direção z do ponto no topo da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

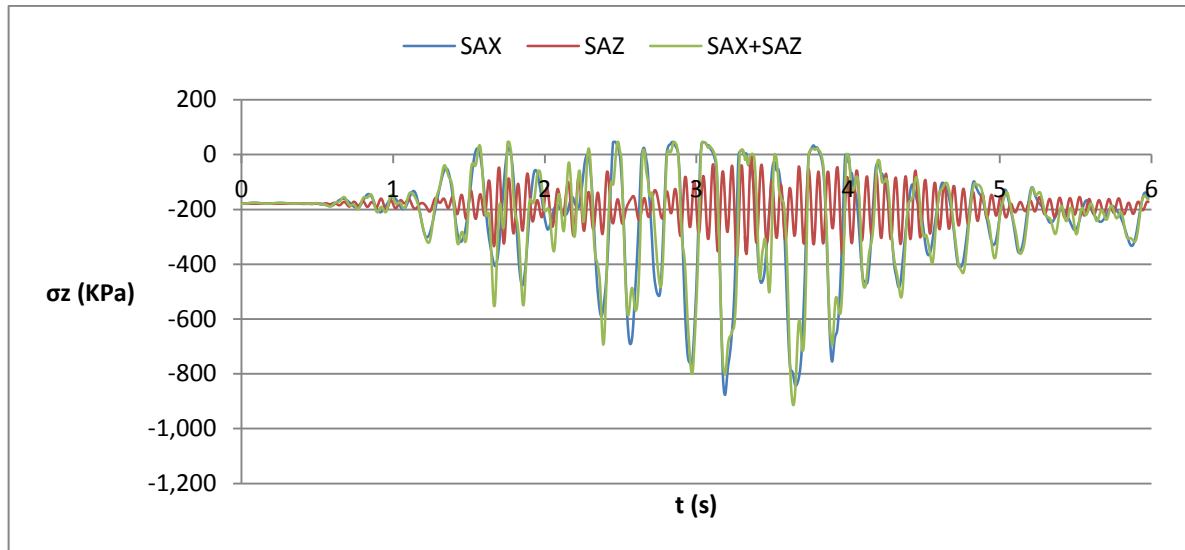


Figura 152 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

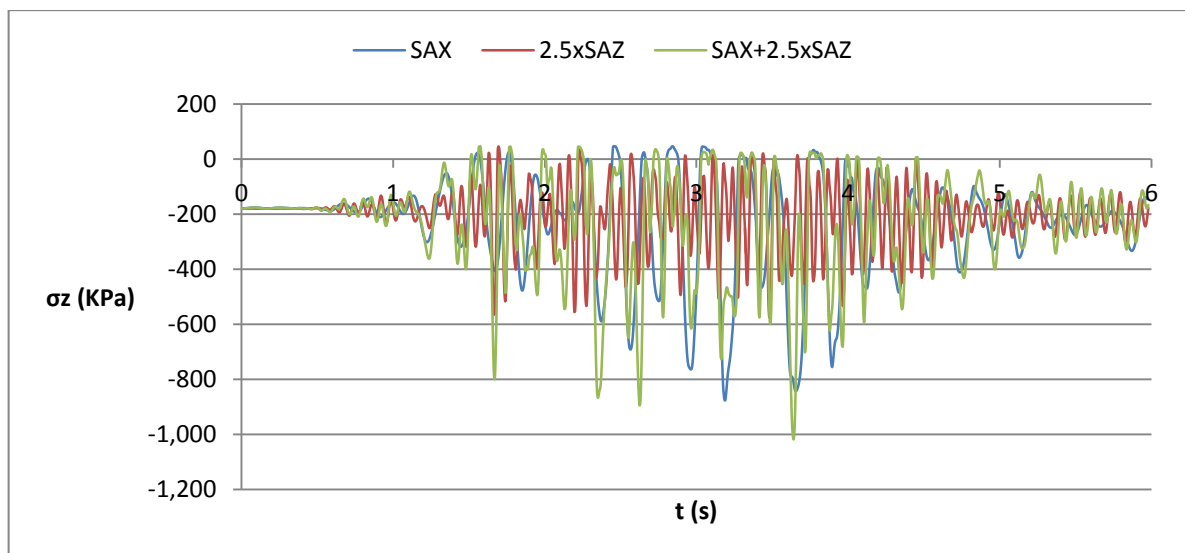


Figura 153 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAX, SAZ e SAX+SAZ.

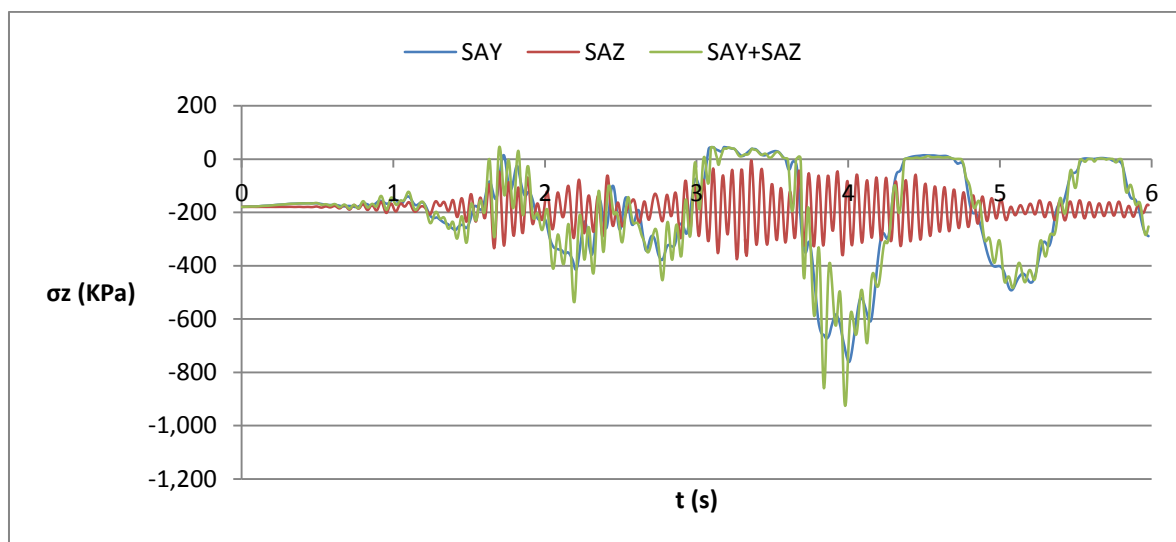


Figura 154 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

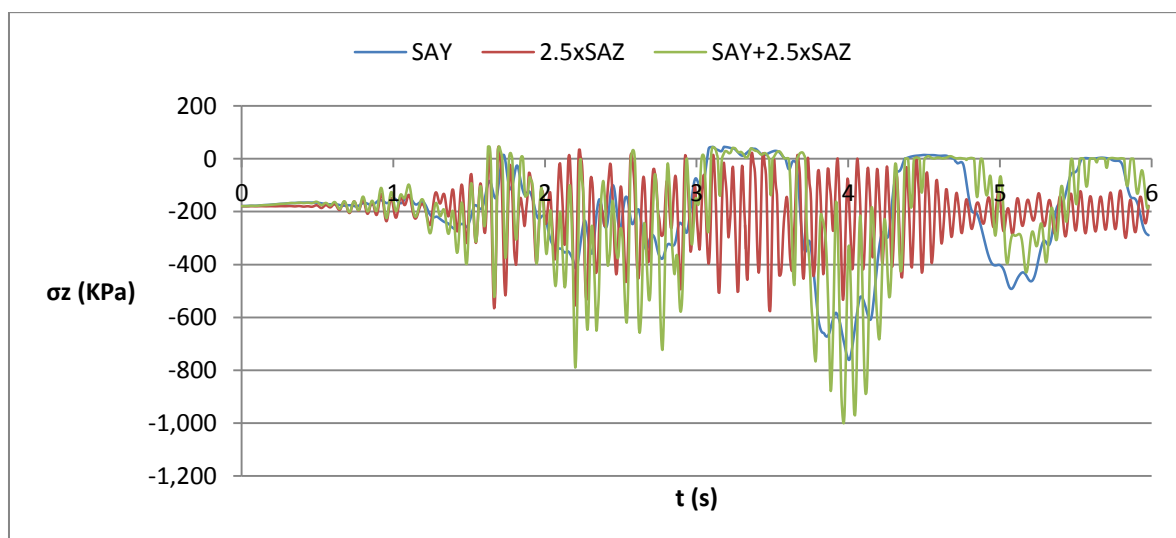


Figura 155 – História de tensões na direção z do elemento na base da parede PAJ para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

5.4.2.2. Mapas das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração

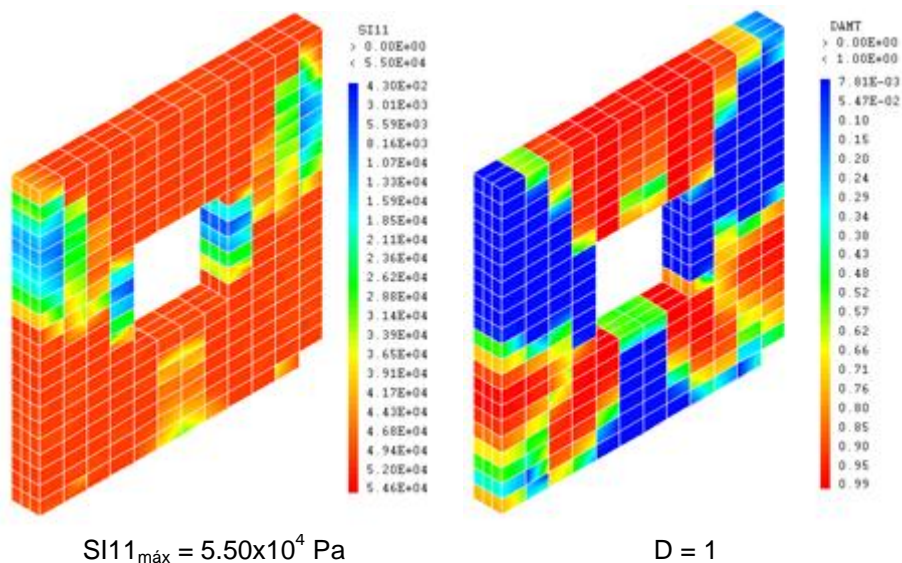


Figura 156 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX.

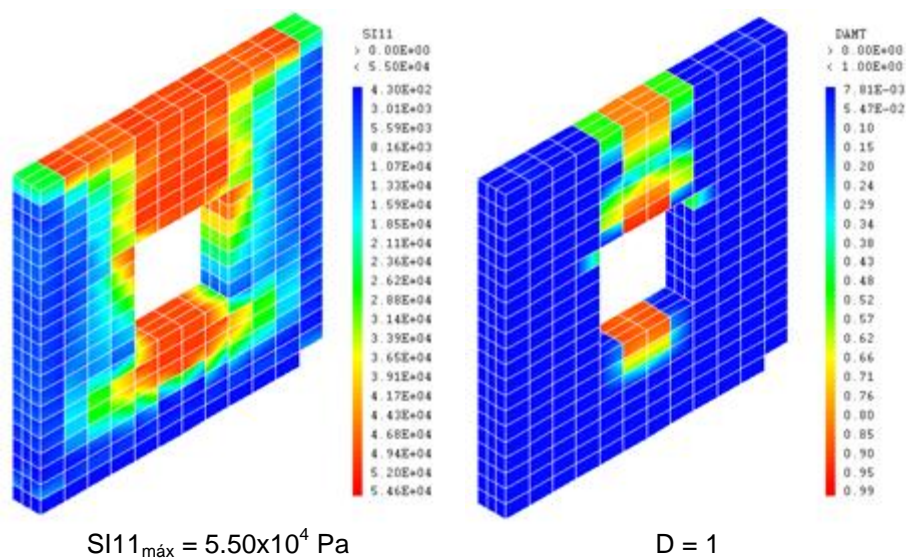


Figura 157 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.

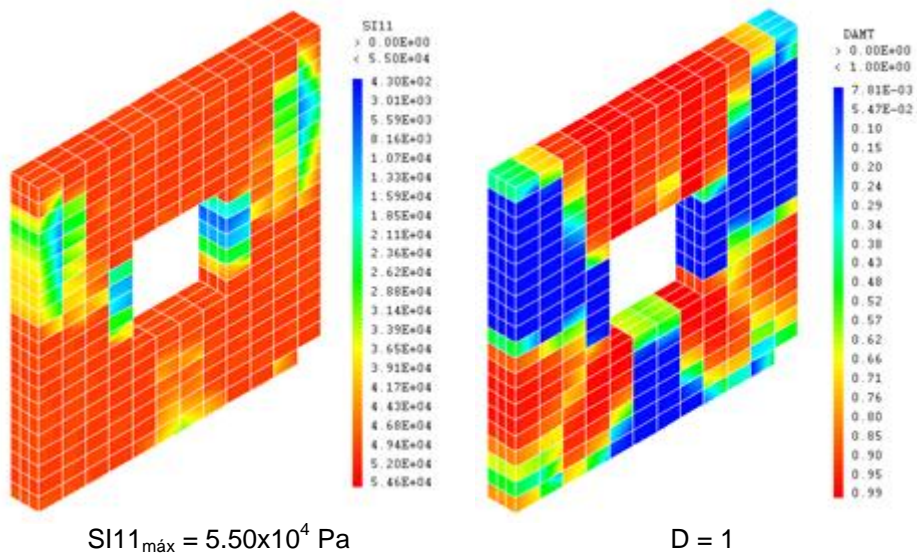


Figura 158 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+SAZ.

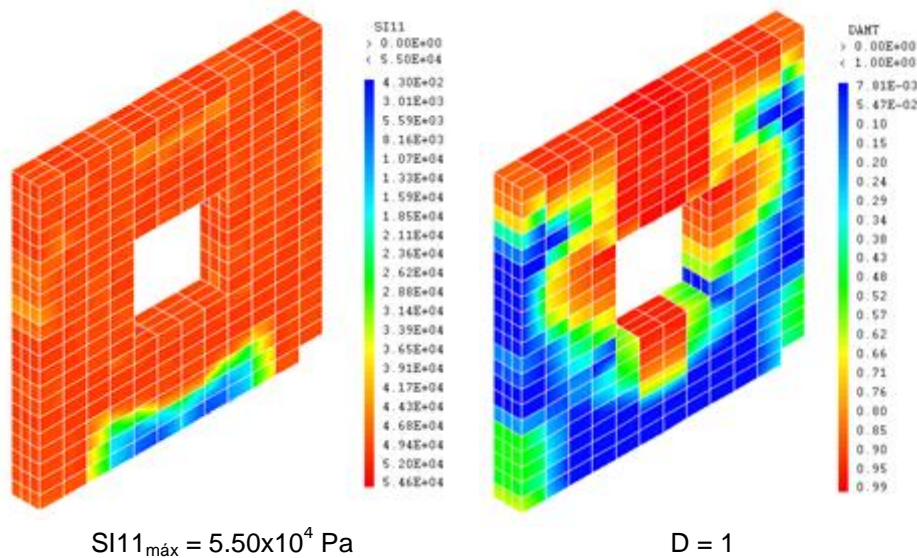


Figura 159 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.

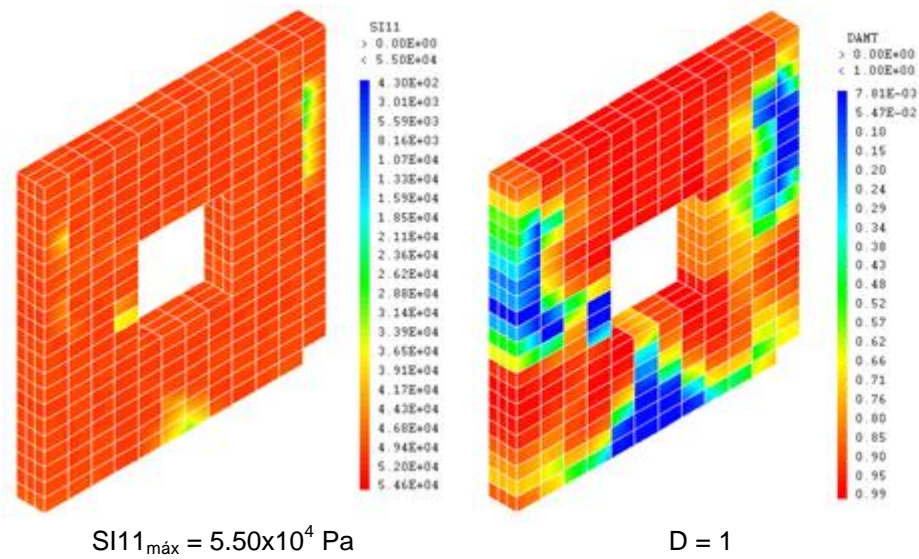


Figura 160 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAX+2.5xSAZ.

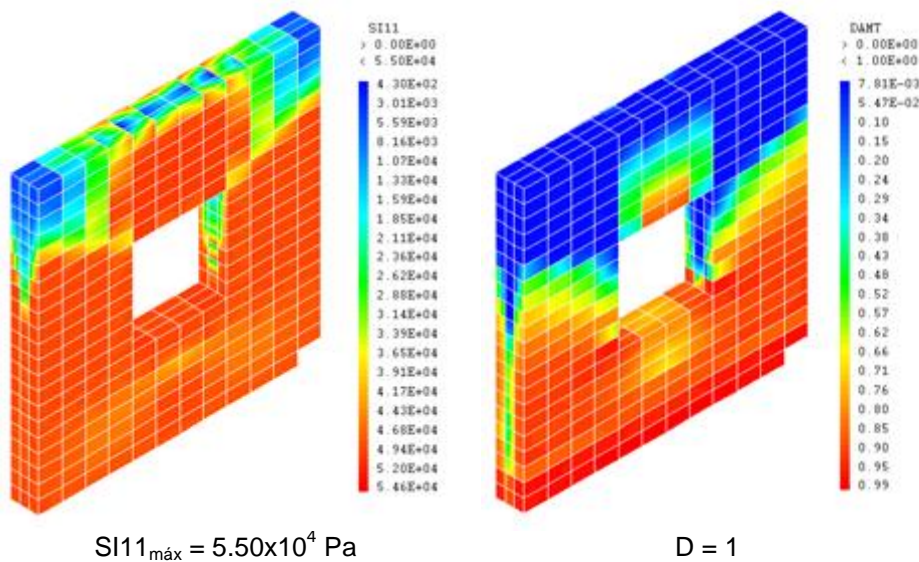


Figura 161 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY.

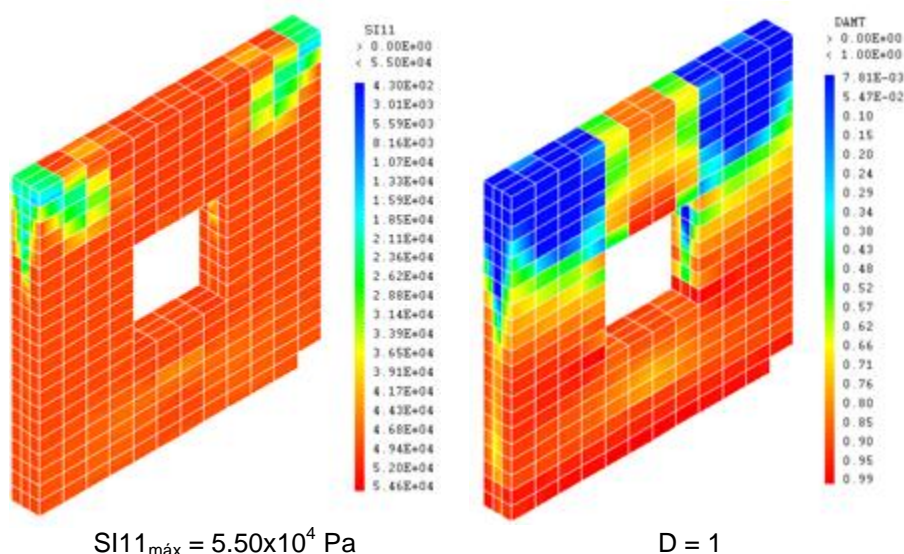


Figura 162 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.

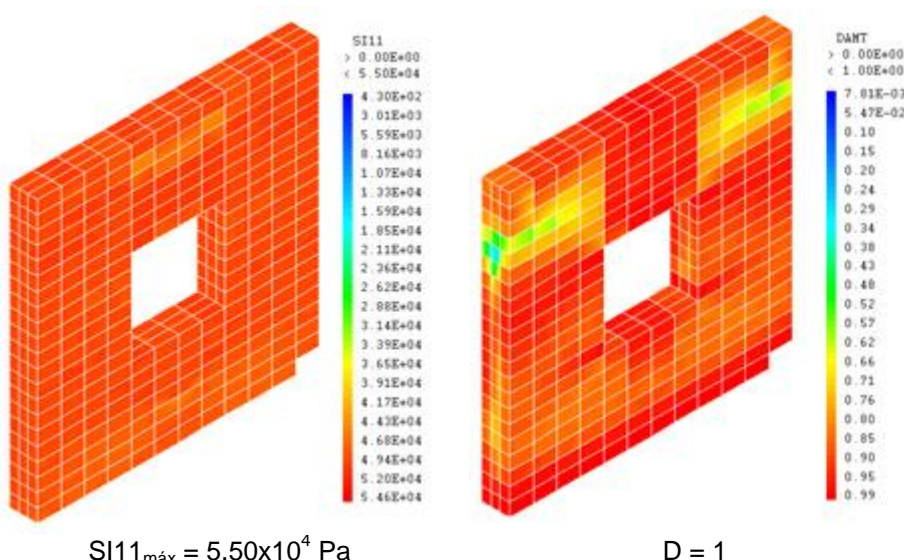


Figura 163 – Mapa das envolventes de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+2.5xSAZ.

5.4.2.3. Conclusões

Pela leitura das histórias de deslocamentos (Figura 144 à Figura 151) e de tensões axiais verticais (Figura 152 à Figura 155) obtidas da análise sísmica efetuada à parede PAJ, uma vez mais se constata que a componente sísmica vertical apenas aparenta ter uma influência significativa na deformação vertical da parede. Contudo, ao contrário do verificado nas análises sísmicas efetuadas às estruturas analisadas anteriormente, esta influência só é evidente quando a ação sísmica SAZ atua em simultâneo com a SAY. Como se pode verificar pela Figuras 150, 151, 154 e 155, quando a ação sísmica vertical atua com a SAY ocorre o efeito de quase “adição” das curvas de resposta, já verificado na análise das paredes anteriores, que provoca um aumento significativo dos deslocamentos máximos verticais e das

tensões de compressão. Este efeito de “adição” torna-se ainda mais relevante quando a ação SAZ é majorada de 2.5.

Os factos constatados pela análise das histórias de deslocamentos e de tensões verticais podem ser comprovados pela visualização dos mapas das envolventes de tensões principais e de dano (Figura 156 à Figura 163). Como é possível verificar pela análise dos mapas, o maior incremento de tensões de tração e de dano resultante da atuação da componente sísmica vertical ocorre quando esta atua em simultâneo com a SAY. Este incremento, tal como já foi referido, torna-se ainda mais evidente quando a ação SAZ é majorada.

Refira-se ainda que a zona da parede PAJ mais afetada pela ação da componente sísmica vertical se situa na periferia da janela e na zona da estrutura sobre a abertura.

5.4.3. RESULTADOS DE PAL

5.4.3.1. História de deslocamentos e de tensões verticais

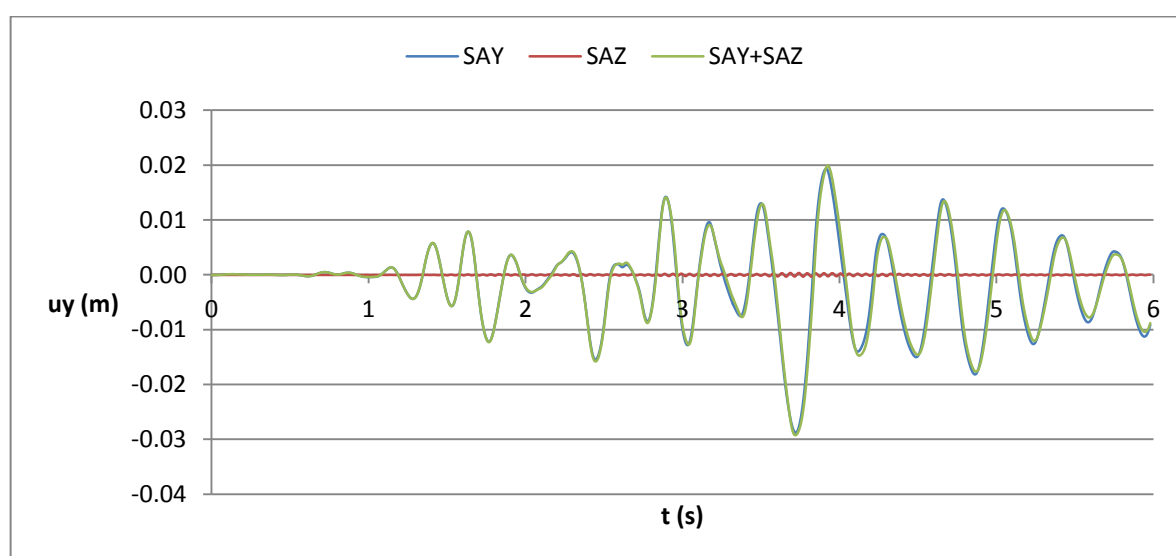


Figura 164 – História de deslocamentos na direção y do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

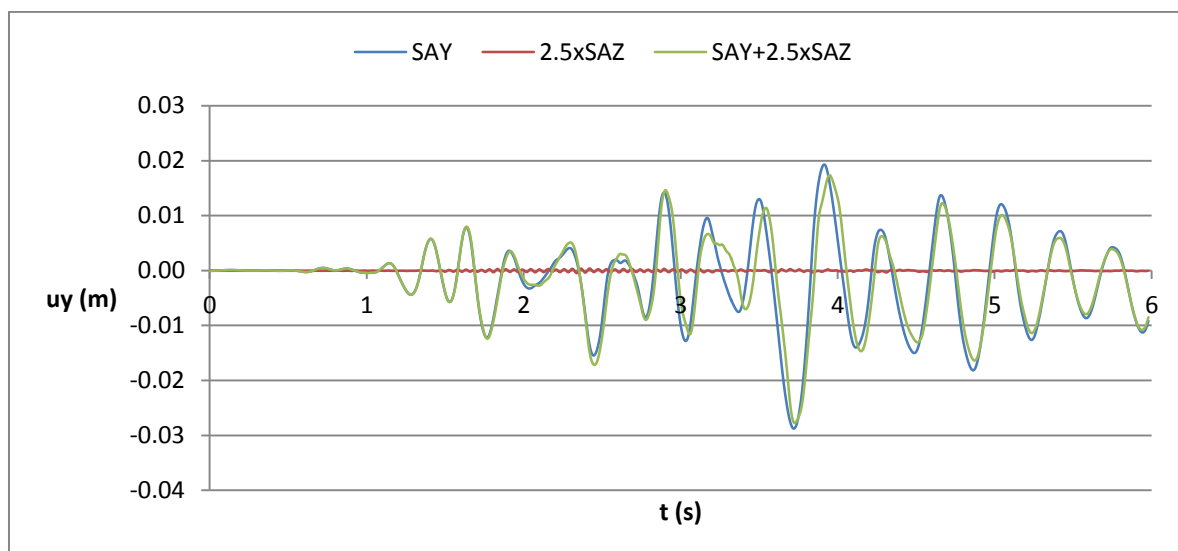


Figura 165 – História de deslocamentos na direção y do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

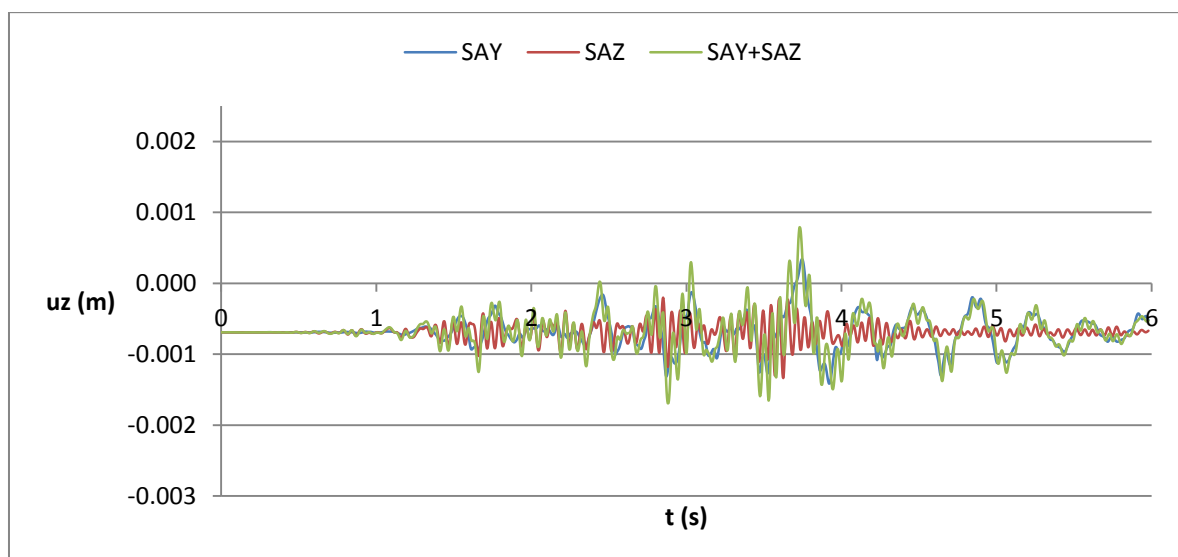


Figura 166 – História de deslocamentos na direção z do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

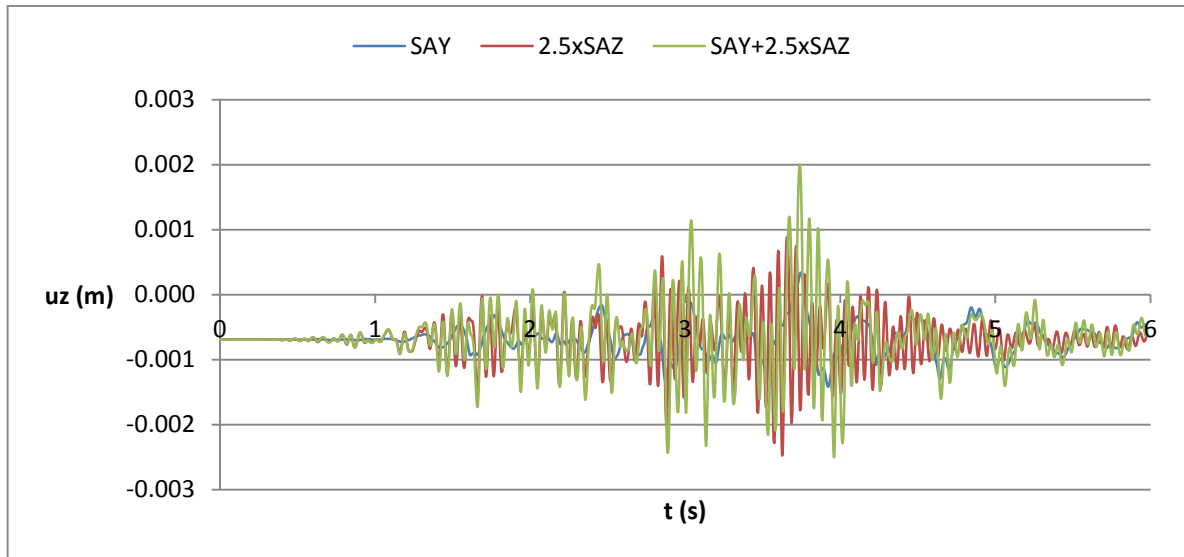


Figura 167 – História de deslocamentos na direção z do ponto A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

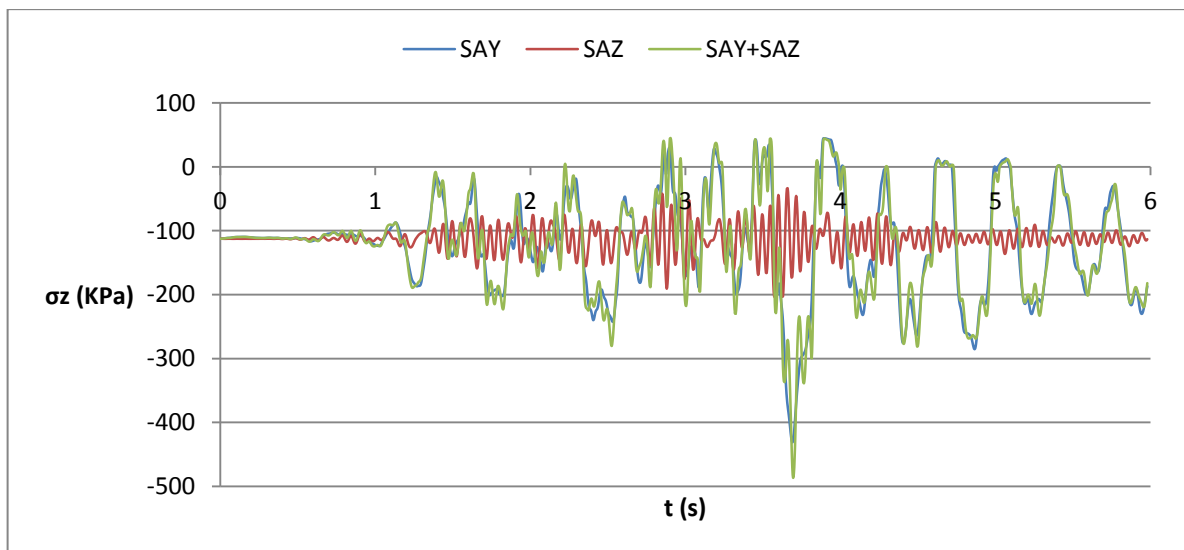


Figura 168 – História de tensões na direção z do elemento A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

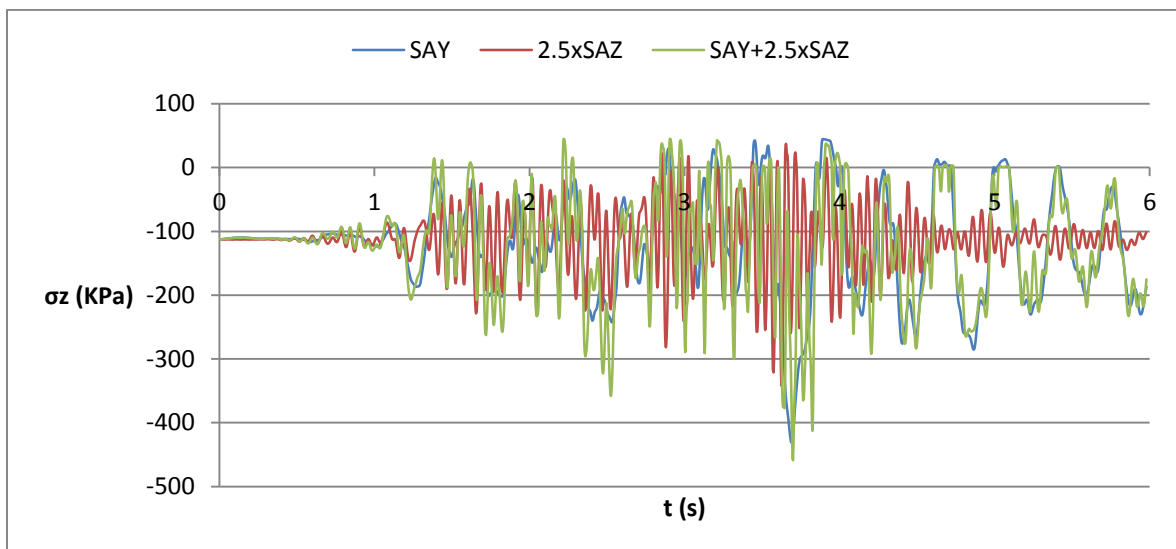


Figura 169 – História de tensões na direção z do elemento A da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

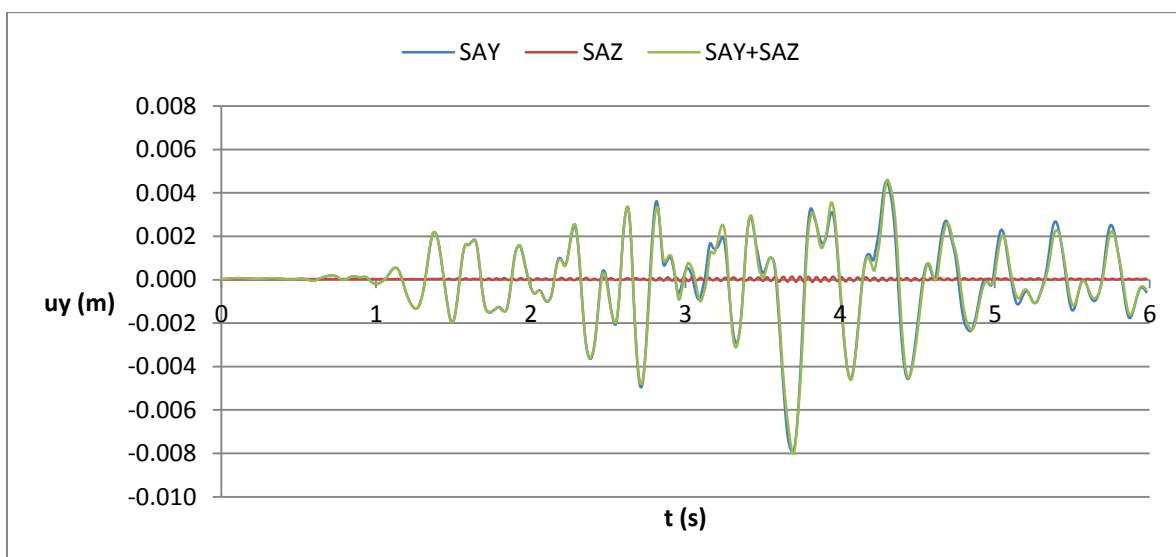


Figura 170 – História de deslocamentos na direção y do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

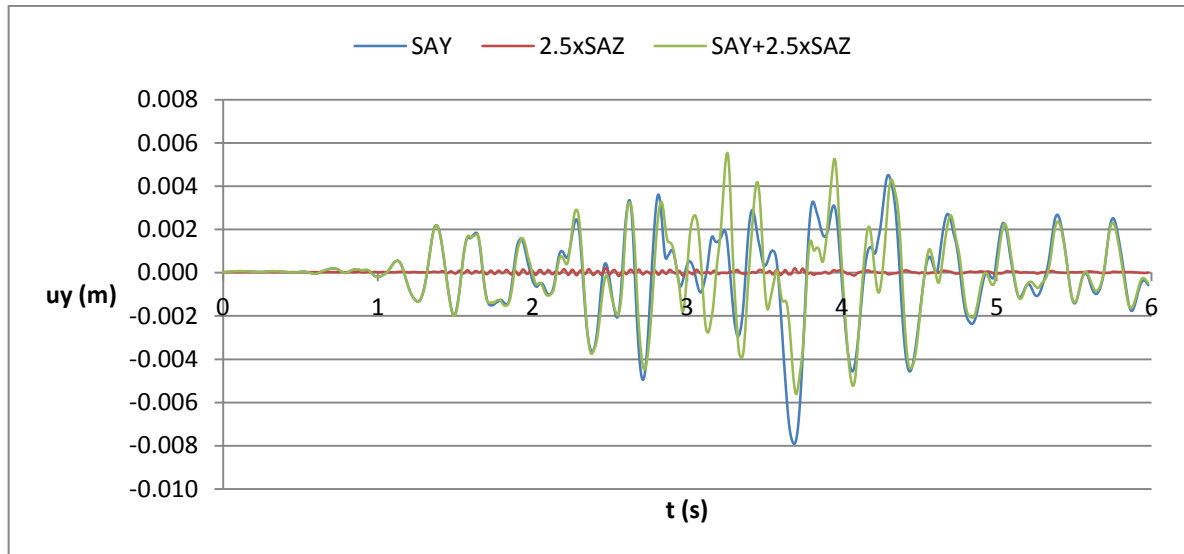


Figura 171 – História de deslocamentos na direção y do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

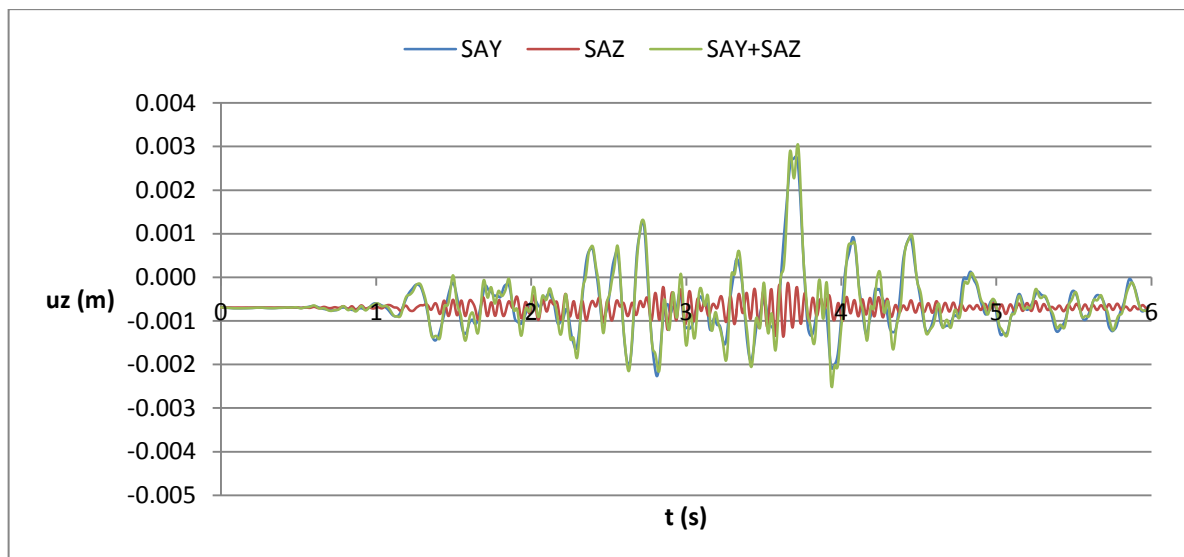


Figura 172 – História de deslocamentos na direção z do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

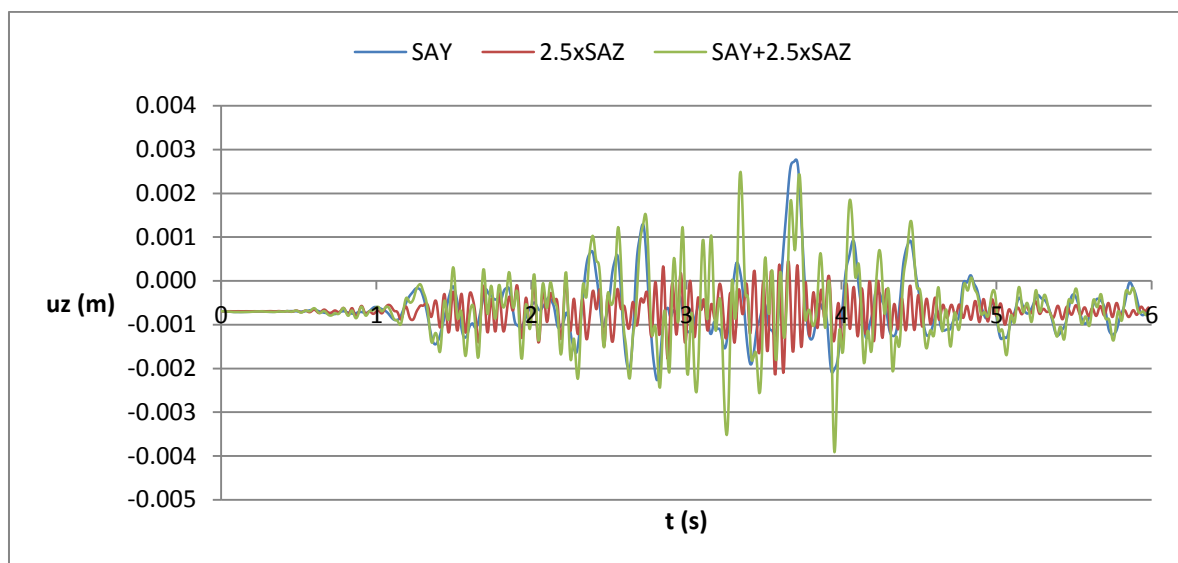


Figura 173 – História de deslocamentos na direção z do ponto B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

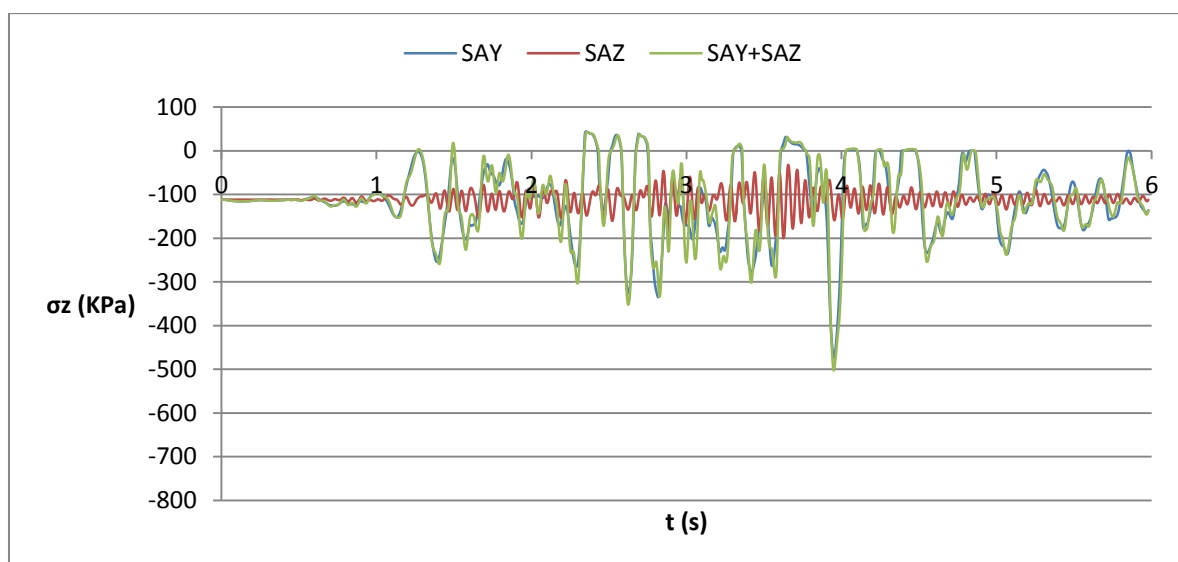


Figura 174 – História de tensões na direção z do elemento B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, SAZ e SAY+SAZ.

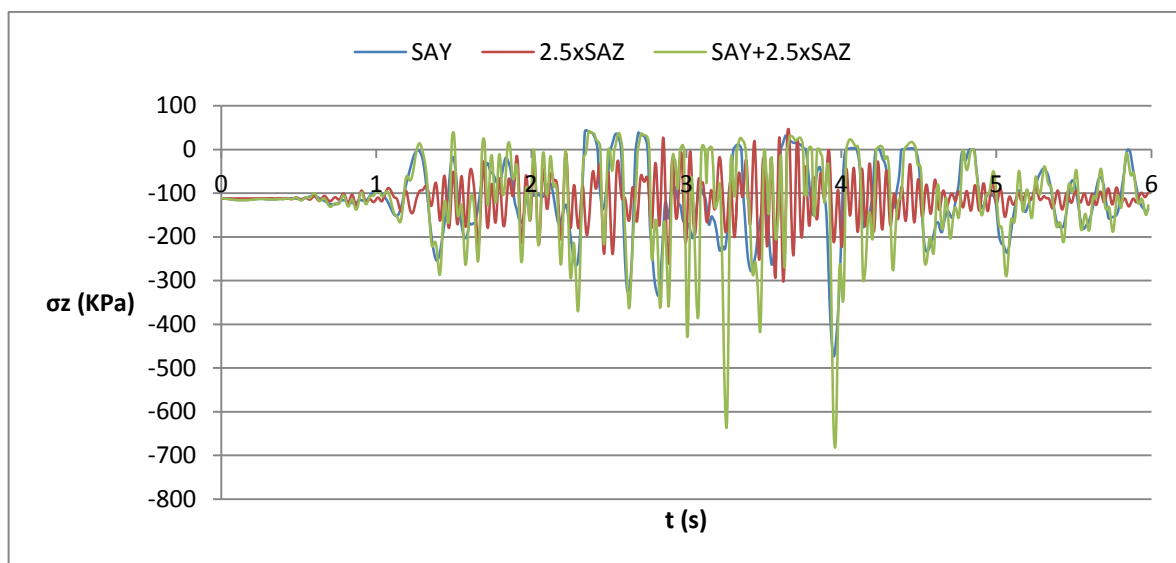


Figura 175 – História de tensões na direção z do elemento B da parede PAL para as ações sísmicas SAY, 2.5xSAZ e SAY+2.5xSAZ.

5.4.3.2. Mapas das envoltórias de tensões principais de tração e de dano de tração

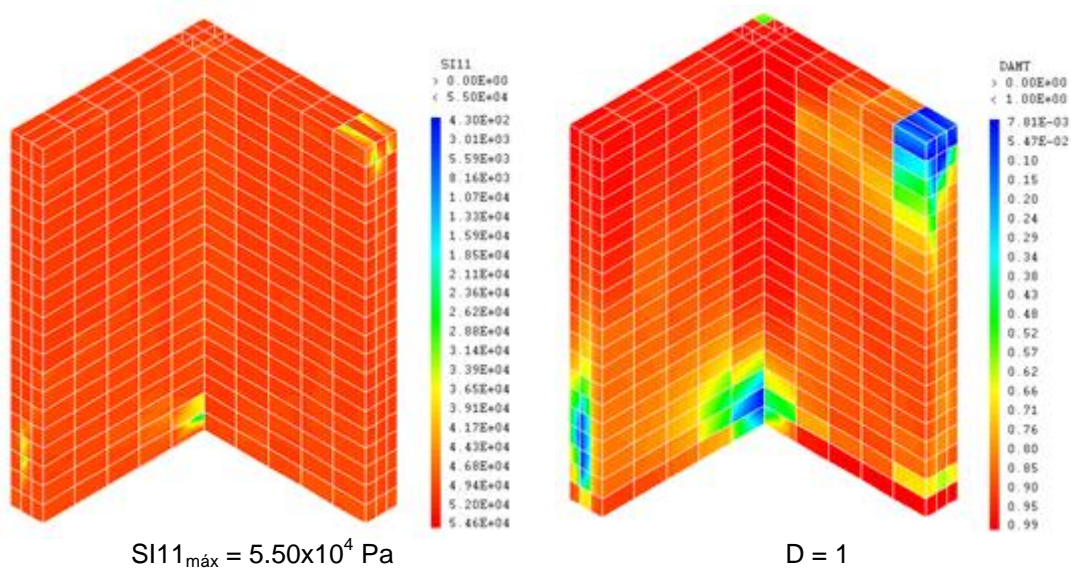


Figura 176 – Mapa das envoltórias de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY.

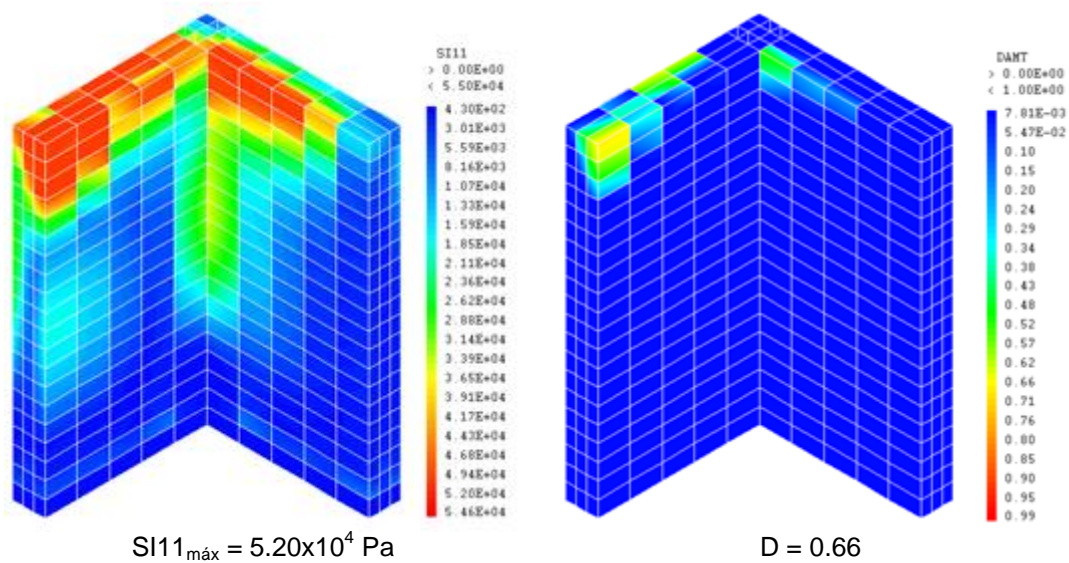


Figura 177 – Mapa das envolturas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAZ.

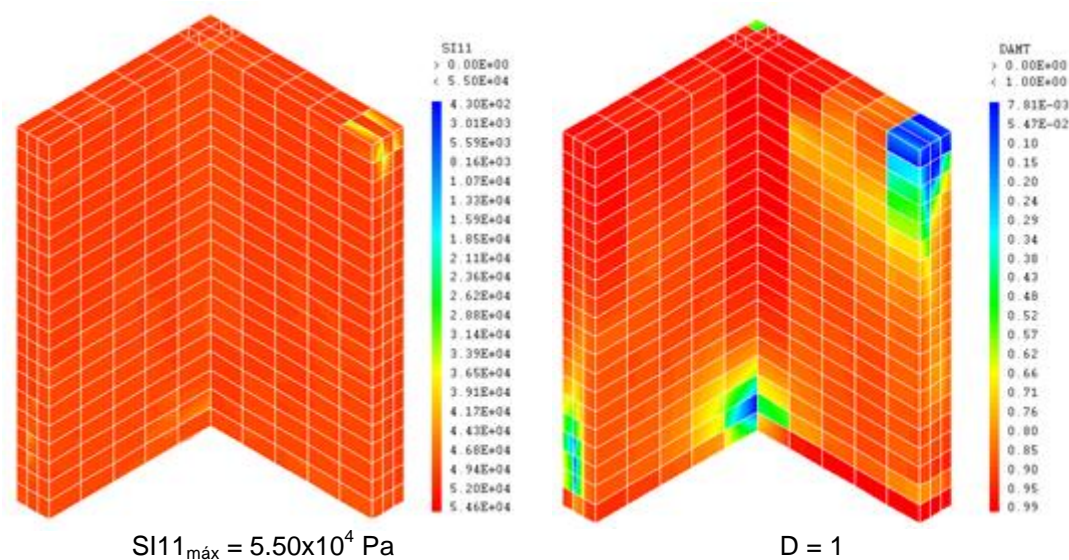


Figura 178 – Mapa das envolturas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+SAZ.

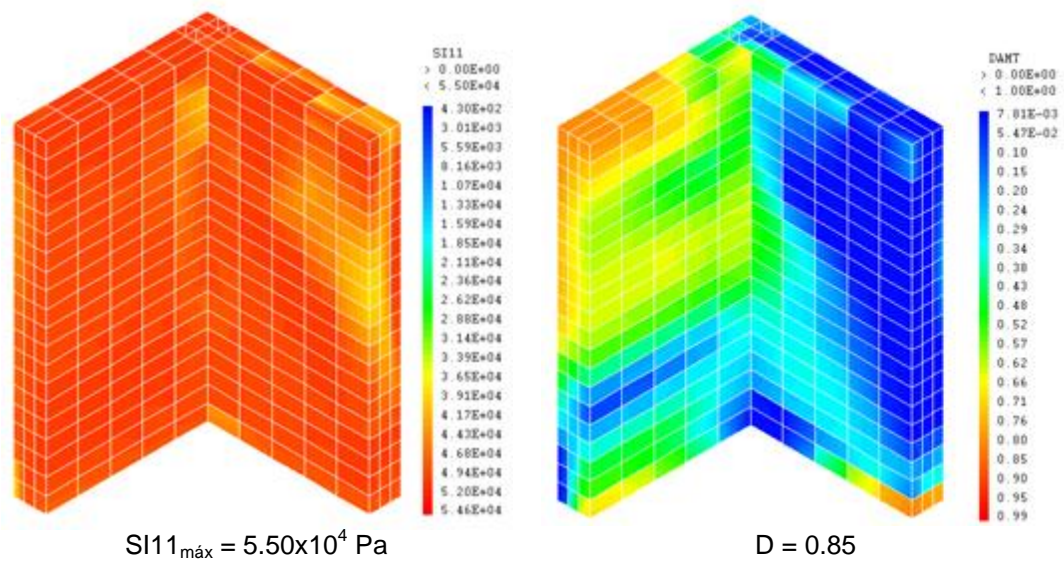


Figura 179 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica 2.5xSAZ.

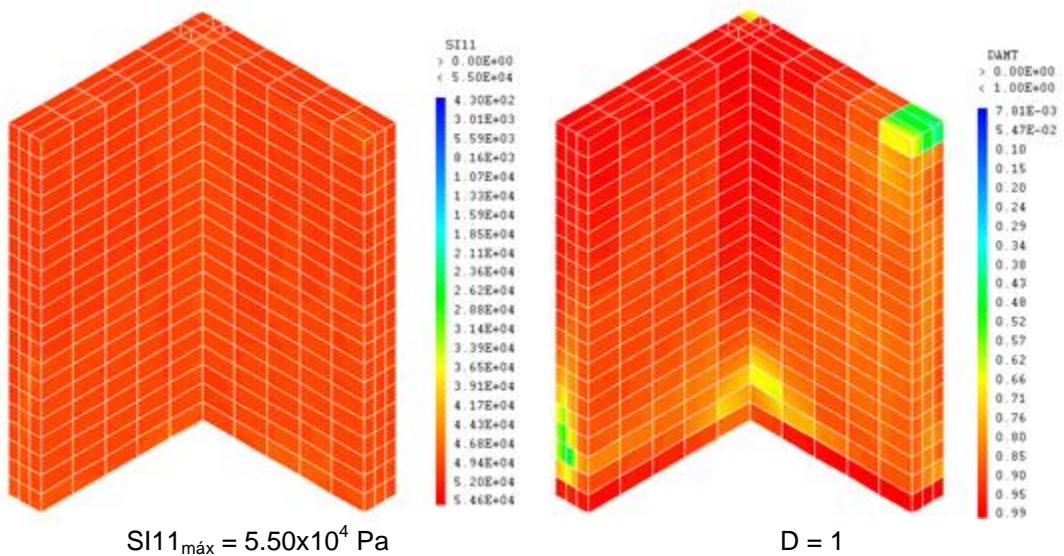


Figura 180 – Mapa das envoltivas de tensões principais de tração e de dano de tração para a ação sísmica SAY+2.5xSAZ.

5.4.3.3. Conclusões

A história de deslocamentos dos pontos A e B analisados da parede PAL (Figura 164 à Figura 167 e Figura 170 à Figura 173, respetivamente) uma vez mais mostram que a influência da componente sísmica vertical na resposta da parede nas direções horizontais é pouco importante quando comparada com a influência na direção vertical. Também se constata, mais uma vez, que a ação sísmica vertical é particularmente relevante no comportamento estrutural da estrutura quando majorada por 2.5.

Note-se também que, quando a ação sísmica vertical atua em simultâneo com a ação sísmica horizontal SAY ocorre o efeito de quase “adição” das curvas de resposta no painel da PAL perpendicular ao plano de atuação do sismo horizontal (painel com o ponto e elemento A – Figura 166

à Figura 169). Este aspeto é interessante uma vez que nos permite concluir que quando um painel de alvenaria é submetido em simultâneo a uma ação sísmica vertical e a uma ação sísmica horizontal perpendicular ao plano do painel, parece ocorrer uma “sobreposição” das curvas de resposta.

A observação dos mapas de tensões principais e de dano (Figura 176 à Figura 180) mostra que a ação sísmica vertical apresenta uma elevada influência no estado de tensão da estrutura, principalmente quando é majorada de 2.5. Estes resultados também permitem verificar que o dano provocado pela componente sísmica vertical é mais gravoso no painel perpendicular ao plano de atuação de SAY, o que sustenta a ideia de que a ação sísmica vertical é mais gravosa no comportamento estrutural das estruturas fora do plano.

5.5. CONCLUSÕES GERAIS

A leitura e interpretação dos resultados obtidos na análise sísmica efetuada às paredes PA2, PAJ e PAL, mostra que a componente sísmica vertical (SA) apenas parece ter alguma influência na resposta das paredes quando majorada de 2.5. Todavia, apesar da elevada intensidade de uma tal ação sísmica vertical, ainda assim não se observa uma alteração substancial na resposta estrutural das paredes submetidas a ações sísmicas horizontais quando sobre elas atua a ação vertical. Este resultado corrobora os resultados e conclusões obtidas no capítulo 4.

Pelo facto das paredes apresentarem modos de vibração com componentes de participação verticais importantes apenas para frequências elevadas, os deslocamentos expectáveis resultantes da resposta da estrutura nesses modos (valores que para uma mesma aceleração de resposta são inversamente proporcionais ao quadrado da frequência) vão ser relativamente reduzidos, o que se reflete no comportamento global das estruturas. Por outro lado, esta menor influência da ação sísmica vertical resulta também da menor contribuição dos modos verticais na resposta das paredes quando comparada com a dos modos horizontais, tal como se conclui da leitura dos espectros de resposta e das FFTs das respostas das estruturas em deslocamento (Figura 181 à Figura 184).

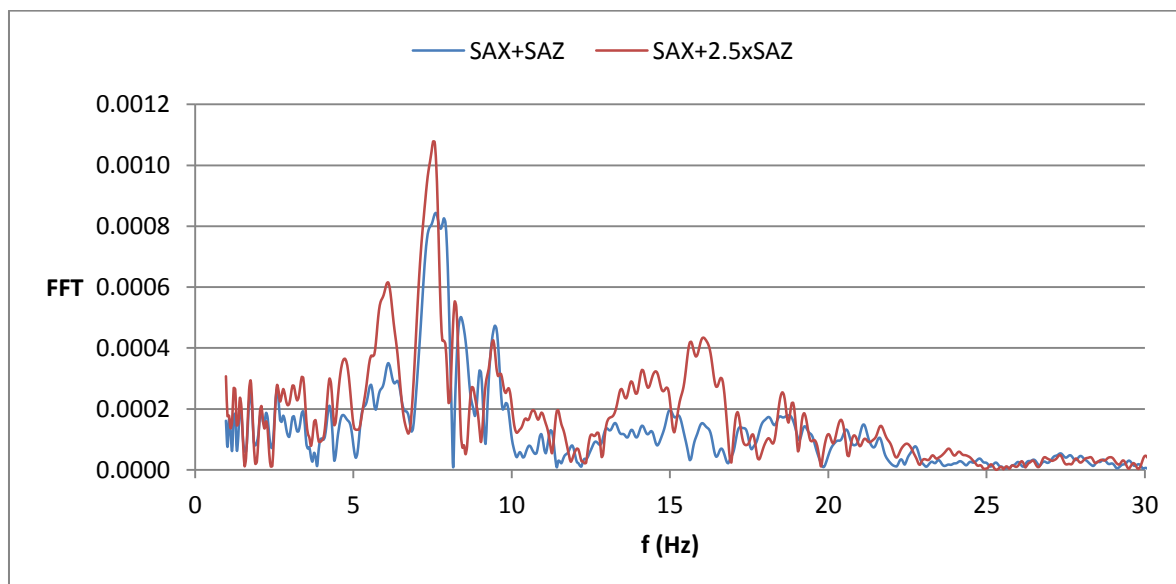


Figura 181 – FFT's da história de deslocamentos do ponto no topo da PA2 na direção z devido a ações sísmicas SAX+SAZ e SAX+2.5xSAZ.

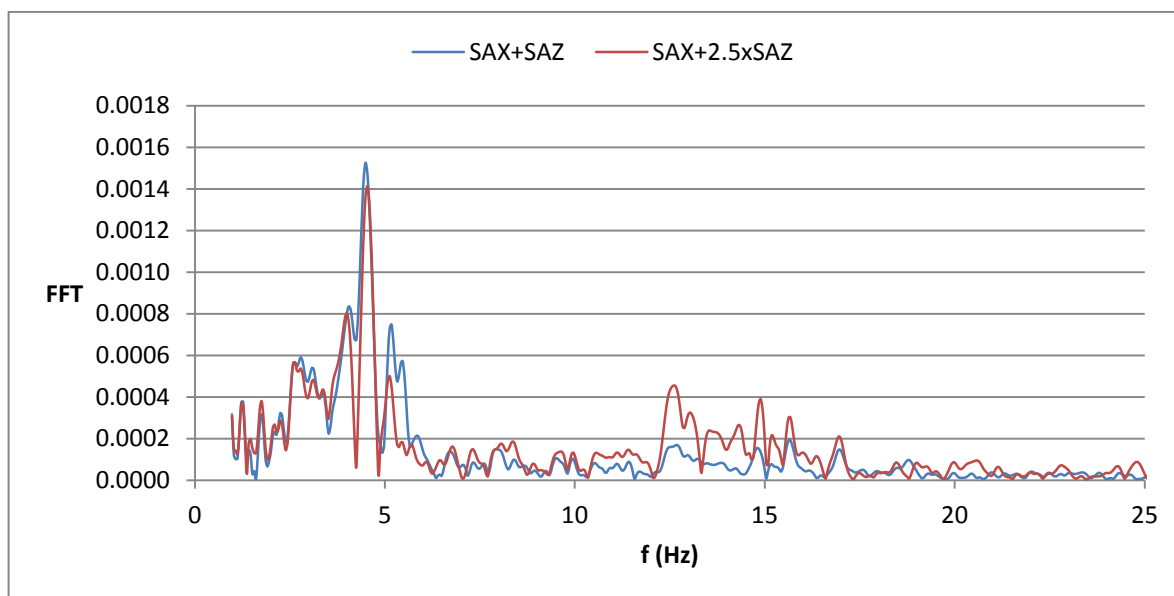


Figura 182 – FFT's da história de deslocamentos do ponto no topo da PAJ na direção z devido a ações sísmicas SAX+SAZ e SAX+2.5SAZ.

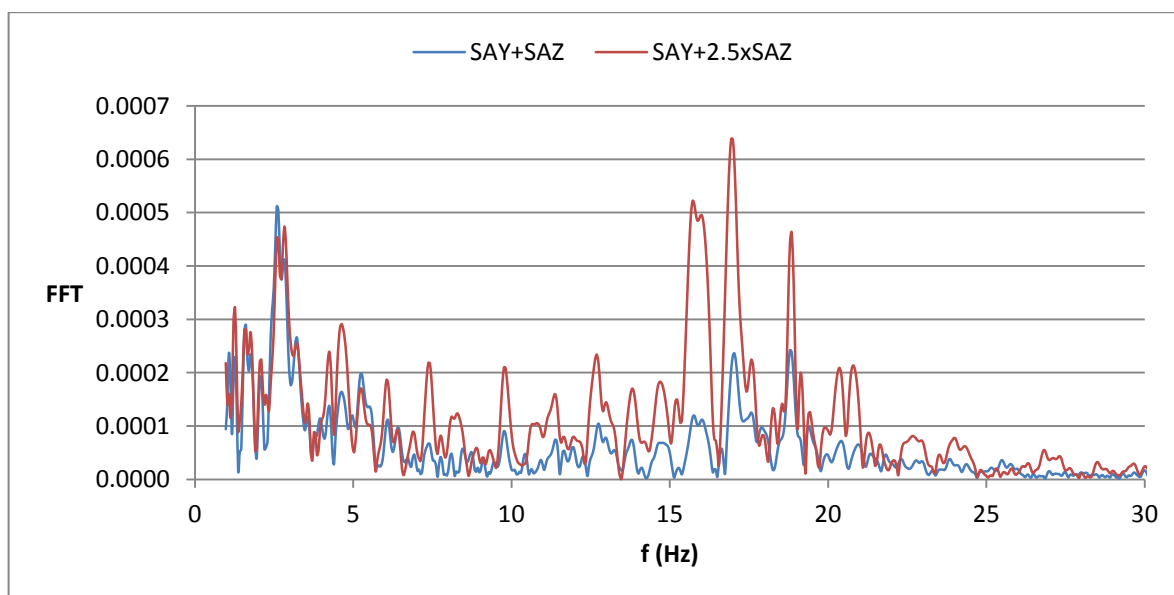


Figura 183 – FFT's da história de deslocamentos do ponto A da PAL na direção z devido a ações sísmicas SAY+SAZ e SAY+2.5SAZ.

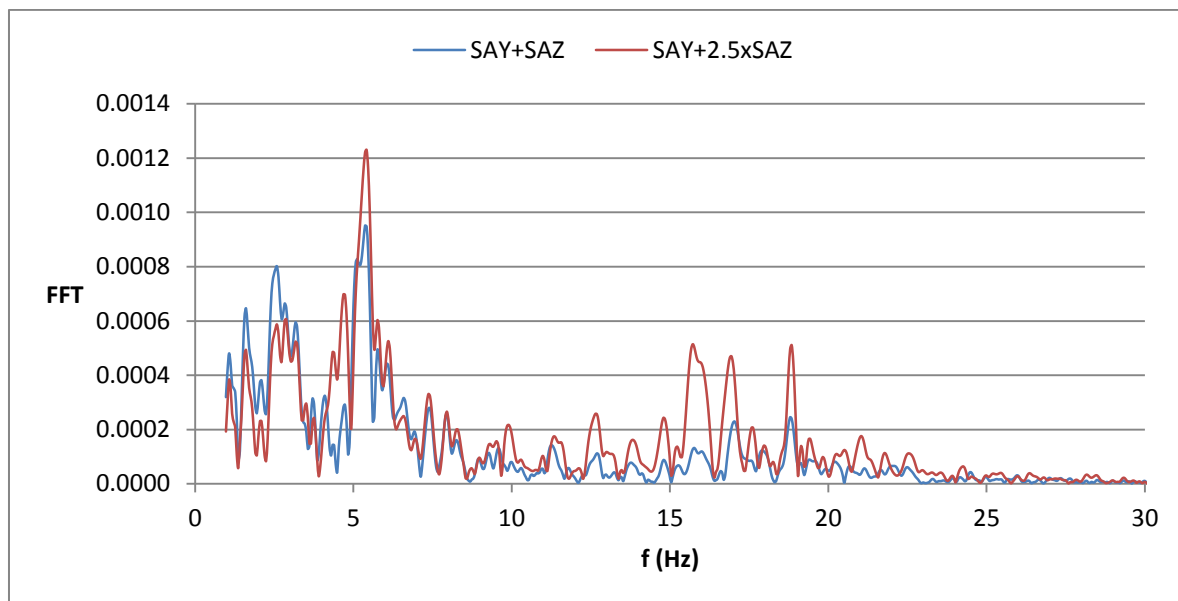


Figura 184 – FFT's da história de deslocamentos do ponto B da PAL na direção z devido a ações sísmicas SAY+SAZ e SAY+2.5xSAZ.

Outra conclusão interessante que decorre na análise dos resultados apresentados neste capítulo, é que a influência da ação sísmica vertical no comportamento de paredes de alvenaria de pedra é menos evidente na direção do plano da parede do que para fora do seu plano, onde parece haver quase uma quase “adição” das curvas de resposta das componentes dos sismos a atuar isoladamente. Este facto também pode ser sustentado pela comparação da Figura 183 com a Figura 184. Como se verifica pela análise das duas Figuras, a componente sísmica vertical tem maior influência no painel da PAL perpendicular ao plano de atuação da ação sísmica.

6

CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

A presente dissertação foi realizada com o objetivo de estudar a influência da ação sísmica vertical no comportamento de estruturas de alvenaria de pedra. Para isso, foram analisadas quatro paredes com configurações geométricas diferentes constituídas por uma alvenaria de pedra com características pré-determinadas. A modelação numérica das estruturas foi realizada no programa de cálculo estrutural baseado no método dos elementos finitos Cast3M.

Numa primeira fase foi analisado apenas o comportamento de uma parede simples, isolada (PA1), submetida a ações sísmicas caracterizadas por acelerogramas artificiais e reais. A parede foi simulada usando dois modelos de comportamento material: um modelo linear elástico e um Modelo de Dano Contínuo [31]. Posteriormente foram analisadas outras estruturas (PA2, PAJ e PAL) com o intuito de averiguar e confirmar as conclusões retiradas da avaliação do comportamento estrutural da PA1.

A análise da resposta sísmica das diferentes estruturas foi precedida de uma análise modal. Esta análise permitiu conhecer com algum detalhe as características dinâmicas das paredes, fundamentais para a realização da análise sísmica e para a interpretação da resposta das estruturas face às ações sísmicas.

A análise sísmica permitiu concluir que as componentes sísmicas nas direções horizontais têm um efeito muito mais relevante no comportamento das paredes do que a componente sísmica vertical. Para além disso, permitiu constatar que mesmo quando considerada em conjunto com as componentes horizontais, o efeito da componente sísmica vertical é, de um modo geral, pouco significativo, sendo no entanto mais relevante quando combinada com componentes horizontais da ação sísmica perpendiculares ao plano das paredes. Ao analisarmos os resultados obtidos podemos observar que nesse caso se verifica uma quase “adição” das curvas de deslocamentos e tensões da ação sísmica horizontal fora do plano com as da ação sísmica vertical, agravando os deslocamentos e as tensões. No plano, por sua vez, verifica-se mais uma alteração das frequências de resposta das estruturas, ou seja uma maior flexibilização da estrutura, do que um aumento de tensões e deslocamentos.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar de se terem atingido os objetivos definidos para este trabalho, existe um campo muito vasto de estruturas e alvenarias com características materiais diferentes que podem e devem ser analisados de

modo a generalizar as conclusões obtidas. Em particular, sugere-se a seleção de modelos de comportamento material diferentes do modelo utilizado.

Dada a grande herança patrimonial de estruturas de alvenaria de pedra que encontramos no nosso país e a necessidade cada vez mais evidente de reabilitar estas estruturas, é de todo pertinente o desenvolvimento de projetos nesta área, nomeadamente no domínio da intervenção estrutural de forma a promover o estudo de soluções de reforço que reduzam, por exemplo, a vulnerabilidade deste tipo de estruturas à ação dos sismos.

Bibliografia

- [1] Lourenço, P., Roque, J. *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. 3º ENCORE, 2003, LNEC.
- [2] Pereira, S. *Comportamento da Alvenaria de Pedra ao Esforço de Corte*. Relatório de projeto individual da Licenciatura em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2003.
- [3] Camelo, R. *Modelação Numérica de Edifícios Históricos de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [4] Santos, A. *Resistência das Alvenarias à Compressão*. Relatório de estágio, Universidade do Minho, 1998.
- [5] Lourenço, P. *Dimensionamento de Alvenarias Estruturais*. Relatório 99-DEC/E-7, Universidade do Minho, 1999.
- [6] Lopes et al. *Sismos e Edifícios*. ORION, Amadora, 2008.
- [7] Gouveia, J., Lourenço, P., Vasconcelos, G. *Soluções Construtivas em Alvenaria*. Congresso Construção 2007, 3º Congresso Nacional, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- [8] <http://portugalemfotos.com.pt/img/18/258/65/164/m.jpg>
- [9] <http://www.blogarquitectura.com/wp-content/uploads/adobe.jpg>
- [10] http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2007-1/tijolos/apresentacao_arquivos/image001.jpg
- [11] <http://www.hortajardimemuitomais.com.br/hjmm/wp-content/uploads/2012/10/sismo01-300x225.jpg>
- [12] Nunes, J. *Modelação Numérica de Modelos Experimentais de Alvenaria de Pedra Tradicional*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [13] Morais, H. *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [14] Pereira, D. *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2009.
- [15] Silva, B. *Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [16] Costa, C. *Análise Numérica e Experimental do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2009.
- [17] Almeida, C., Guedes, J., Arêde, A., Costa, A. *Caracterização Geométrica e Mecânica de Paredes em Perpianho de Granito*. 8º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, Abril de 2010, Guimarães, Portugal.
- [18] Lopes, V. *Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [19] CEN. (2005). *EN 1996-1 Eurocode 6: Design of masonry structures*.
- [20] Gago, A. *Análise Estrutural de Arcos, Abóbadas e Cúpulas – Contributo para o Estudo do Património Construído*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2004.

- [21] Almeida, C., Guedes, J., Arêde, A., Costa, A. *Caracterização de Paredes Antigas de Alvenaria de Pedra da Cidade do Porto*. Pedra & cal nº 45 Janeiro. Fevereiro. Março 2010.
- [22] Oliveira, D., Lourenço, P., Silva, R. *Comportamento Experimental de Paredes de Alvenaria de Panos Múltiplos*. 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, 13 a 16 de Dezembro de 2006.
- [23] Silva, R. *Caracterização Experimental de Alvenaria Antiga: Reforço e Efeitos Deferidos*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Setembro 2008.
- [24] Ramos, J. *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [25] Pinho, F. *Paredes De Alvenaria Ordinária – Estudo Experimental com modelos Simples e Reforçados*. Dissertação de Doutoramento da Faculdade de Ciências e Tecnológica da Universidade Nova de Lisboa, 2007.
- [26] Valluzzi, M., da Porto, F., Modena, C. *Behavior of Multi-leaf Stone Masonry Walls Strengthened by Different Intervention Techniques*. Historical Constructions, Guimarães, 2001.
- [27] Binda, L., Saisi, A. *Experimental Tests on Irregular Masonry*. Politecnico di Milano, Milan, Italy, September 2004
- [28] Macchi, G. *Diagnosis estructural y rehabilitación de edificios históricos*. Cuadernos INTEMAC nº7.
- [29] Almeida, C. *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a Ação dos Sismos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2000.
- [30] Cardoso, F. *Avaliação do Efeito da Ação Sísmica Vertical em Estruturas de Alvenaria de Pedra*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2011.
- [31] Faria, R. *Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão através de um Modelo de Dano Contínuo*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1994.
- [32] Monteiro, A. *Simulação Numérica e Validação Experimental do Comportamento Cíclico de Pilares Ocos de Pontes de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [33] CEA. *Manuel d'utilisation de Cast3m*. <http://www-cast3m.cea.fr/>
- [34] Almeida, C. *Paredes de Alvenaria do Porto. Tipificação e Caracterização Experimental*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2013.
- [35] CEN. (2009). *EN 1998-1 Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos*.

